MANUAL DE
PROJETO DE INTERSEÇÕES

REVISÃO

Engesur Consultoria e Estudos Técnicos Ltda

EQUIPE TÉCNICA:

Eng° Albino Pereira Martins
(Responsável Técnico)
Eng° Francisco José Robalinho de Barros
(Responsável Técnico)
Eng° José Luis Mattos de Britto Pereira
(Coordenador)
Eng° Zomar Antonio Trinta
(Supervisor)
Eng° Amarilio Carvalho de Oliveira
(Consultor)

Eng° Annibal Espínola R. Coelho
(Consultor)
Téc. Marcus Vinícius de Azevedo Lima
(Técnico em Informática)
Téc. Alexandre Martins Ramos
(Técnico em Informática)
Téc. Célia de Lima Moraes Rosa
(Técnico em Informática)

COMISSÃO DE SUPERVISÃO:

Eng° Gabriel de Lucena Stuckert
(DNIT / DPP / IPR)
Eng° Mirandir Dias da Silva
(DNIT / DPP / IPR)

Eng° José Carlos Martins Barbosa
(DNIT / DPP / IPR)
Eng° Elias Salomão Nigri
(DNIT / DPP / IPR)

COLABORADORES:

Engº Carlos Henrique Noronha

Engº Hugo Nicodemo Guida

Engº Peter John Jaunzems

Engº Hugo Sternick
(Coordenador-Geral de Desesenvolvimento e Projetos/DPP/DNIT)
Engº Eduardo de Souza Costa
(Coordenador de Projetos/DPP/DNIT)
Engª Marly Iwamoto
(SISCON)

Primeira edição – Rio de Janeiro, 1969
MT - DNER - INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS

EQUIPE TÉCNICA:

Eng° Ivan Paes Leme
(DNER / DEP)
Engª Maria do Carmo Abreu Jorge
(DNER / DEP)
Est. José Sandoval Bello Pereira
(DNER / Seção de Estatística)
Engº Cyro de Oliveira e Silva
(DNER / DEP)

Engº Amarilio Carvalho de Oliveira
(Coordenador)
Engº Francisco Mattos de Britto Pereira
(DNER / DEP)
Engº Moacir Berman
(DNER / 7º Distrito)

Brasil. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.
Manual de projeto de interseções. 2.ed. - Rio de Janeiro, 2005.
528p. (IPR. Publ., 718).

1. Rodovias - Interseções - Manuais. I. Série. II. Título.

Impresso no Brasil / Printed in Brazil

APRESENTAÇÃO

O Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), dando prosseguimento ao Programa de Revisão e Atualização de Normas e Manuais Técnicos, vem oferecer à comunidade rodoviária brasileira o seu "Manual de Projeto de Interseções", fruto da revisão e atualização do Manual homônimo do DNER, datado de 1969.

A presente edição do *Manual de Projeto de Interseções* tem por objetivo estabelecer conceitos, critérios, métodos de análise e instruções específicas, bem como assegurar um tratamento uniforme dos elementos geométricos do projeto segundo as técnicas mais avançadas da engenharia rodoviária, reunindo as informações necessárias para a execução de projetos de interseções de rodovias.

Com base na experiência dos consultores em estudos e projetos de interseções de rodovias rurais e urbanas, procedeu-se à padronização dos valores e critérios ora estabelecidos, consultando as metodologias, sugestões e recomendações das mais recentes monografias sobre o assunto, especialmente as que constam da publicação *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* da American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO – 2001. Da extensa consulta à bibliografia existente destacam-se diversas publicações do *Institute of Transportation Engineers – ITE*, do *Transportation Research Board – TRB*, particularmente as recomendações do *Highway Capacity Manual – HCM – 2000* e, também, tópicos específicos das *Richtlinien für die Anlage von Strassen – RAS – 1988/1996* (Normas Alemãs) e *Vägutformning 94 – 2002* (Normas Suecas).

Como os valores e critérios apresentados atualizam, expandem e complementam os manuais anteriores, o IPR, apreciaria receber quaisquer tipo de comentários, observações, sugestões e críticas que possam vir e contribuir para o aperfeiçoamento da técnica e do estudo da arte dos projetos de interseções rodoviária.

Eng° Chequer Jabour Chequer
Coordenador do Instituto de Pesquisas Rodoviárias

Endereço para correspondência:
Instituto de Pesquisas Rodoviárias
A/C Divisão de Capacitação Tecnológica
Rodovia Presidente Dutra, Km 163, Centro Rodoviário, Vigário Geral, Rio de Janeiro CEP – 21240-000, RJ
Tel/Fax: (21) 3371-5888 e-mail: ipr@dnit.gov.br

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

LISTA DE TABELAS

SUMÁRIO

Capítulo 1

Introdução

1 INTRODUÇÃO

O presente *Manual de Projeto de Interseções* tem por objetivo estabelecer conceitos, critérios, métodos de análise e instruções específicas, bem como assegurar um tratamento uniforme dos elementos geométricos do projeto segundo as técnicas mais avançadas da engenharia rodoviária, reunindo as informações necessárias para a execução de projetos de interseções de rodovias rurais.

Os valores e critérios básicos apresentados atualizam, expandem e complementam os manuais anteriores feitos pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR/DNER: o *Manual de Projeto de Interseções*, elaborado há mais de três décadas (1969) e o *Manual de Projeto de Engenharia Rodoviária*, de 1974, cujo capítulo dedicado especificamente ao projeto de interseções trata o assunto de forma mais completa, constituindo uma revisão, atualização e ampliação do manual anterior.

Com base na experiência dos consultores em estudos e projetos de interseções de rodovias rurais e urbanas, procedeu-se à padronização dos valores e critérios ora estabelecidos, consultando as metodologias, sugestões e recomendações das mais recentes monografias sobre o assunto, especialmente as que constam da publicação *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* da American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO – 2001. Da extensa consulta à bibliografia existente destacam-se diversas publicações do *Institute of Transportation Engineers – ITE*, do *Transportation Research Board – TRB*, particularmente as recomendações do *Highway Capacity Manual – HCM – 2000* e, também, tópicos específicos das *Richtlinien für die Anlage von Strassen – RAS – 1988/1996* (Normas Alemãs) e *Vägutformning 94 – 2002* (Normas Suecas).

Cumpre ressaltar que apesar deste *Manual* ser bastante abrangente e detalhado, estar fundamentado em elementos básicos nacionais para fixação de características técnicas, e nos conceitos e recomendações de órgãos rodoviários internacionais dos mais respeitados, ressente-se da necessidade de estudos de campo, levantamentos estatísticos e trabalhos de pesquisa, para obtenção de parâmetros locais que reflitam melhor as condições brasileiras.

O trabalho foi dividido nos seguintes capítulos:

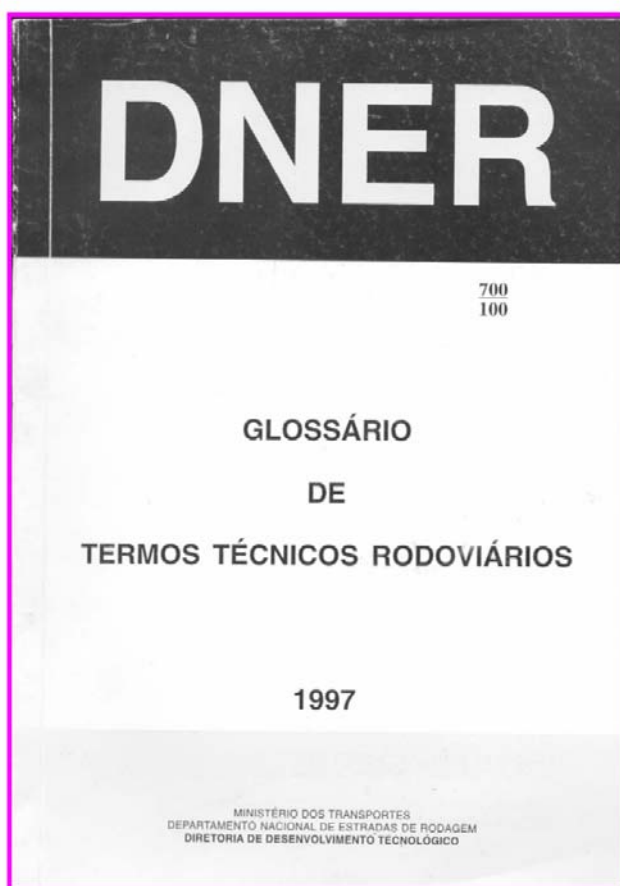
- Introdução
- Definições
- Procedimentos Básicos para o Projeto de Interseções

- Características dos Motoristas, Pedestres e Veículos
- Veículos de Projeto
- Classificação das Interseções
- Critérios para Determinação do Tipo de Interseção
- Interseções em Nível
- Interseções em Níveis Diferentes

O *Capítulo 1* é constituído pela presente Introdução. O *Capítulo 2* contém definições dos principais termos e expressões empregados nos projetos de interseções. O *Capítulo 3* apresenta conceitos e considerações gerais de projeto e dados básicos necessários. O *Capítulo 4* trata das características fundamentais dos motoristas, pedestres e veículos. O *Capítulo 5* define e detalha os Veículos Tipo a considerar no projeto, função da frota em circulação e suas tendências e da legislação relativa às dimensões e pesos dos veículos. O *Capítulo 6* procede à classificação das interseções em dois grandes grupos: interseções em nível e em mais de um nível, e relaciona os tipos usuais de soluções. O *Capítulo 7* fornece critérios para determinação do tipo de interseção, a partir do enquadramento nos tipos básicos. Inclui também orientação para análise da capacidade operacional do projeto. O *Capítulo 8* trata das Interseções em Nível, compreendendo a análise dos movimentos e conflitos, tipos de soluções, características dos alinhamentos horizontal e vertical, elementos do projeto, canalização, ilhas, canteiro central, retornos e cruzamentos rodoferroviários. O *Capítulo 9* trata das Interseções em Níveis Diferentes, analisando as estruturas de separação de greides, os tipos de interconexões, os controles e elementos do projeto.

Por ter caráter fundamentalmente didático, o *Manual* inclui também um apêndice com quatro anexos contendo: projetos-tipo de gotas com os detalhes necessários à sua execução; orientação para uso de programas referentes a distância de visibilidade nas curvas de concordância vertical; cálculo da capacidade de rótulas modernas; observações relativas à aplicação dos métodos novos e antigos das Normas Suecas para determinação dos tipos de interseções. Os programas são incluídos em CD-ROM que acompanha o *Manual*.

A bibliografia consultada é apresentada ao final do trabalho.

Capítulo 2

Definições

2 DEFINIÇÕES

Algumas expressões empregadas em projetos de interseções carecem de uma definição uniforme ou precisa de conceito. Com o objetivo de uniformizar a terminologia existente sobre a matéria, são fornecidos alguns conceitos gerais, relativos ao projeto dos diversos elementos das interseções. As definições foram elaboradas apenas para os principais termos ou expressões de significado particular mencionadas no presente *Manual* e não pretendem constituir um glossário completo. Em alguns casos, para algumas expressões com conceituação mais ampla, foi apresentado apenas o conceito de interesse para o projeto geométrico de interseções. Em outros, a explanação dos conceitos encontra-se no próprio texto. Terminologia e definições adicionais constam das publicações: *Glossário de Termos Técnicos Rodoviários* – DNER – Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico – 1997 e *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais* – DNER – Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico – 1999.

Acesso – interseção de uma rodovia com uma via de ligação a propriedades marginais, de uso particular ou público.

Acostamento – área da plataforma adjacente à pista de rolamento destinada a: estacionamento provisório de veículos, servir de faixa extra de rolamento para emergências, contribuir para proteção da estrutura do pavimento e dos efeitos da erosão. Em rodovias de pista dupla, os acostamentos à direita do sentido de tráfego são denominados externos e aqueles à esquerda, internos.

Agulha – ramo bifurcando da via principal segundo um pequeno ângulo, ligando-a geralmente a uma pista lateral ou via marginal paralela.

Alinhamento horizontal – projeção do eixo no plano horizontal, definindo-o geometricamente. Determina o traçado em planta.

Alinhamento vertical – greide da rodovia, com suas características altimétricas.

Área do nariz – área compreendida entre os bordos adjacentes das pistas de duas vias ou ramos que se bifurcam ou se juntam, e a curva (ou vértice) limitadora do nariz.

Barreira – estrutura rígida, indeformável, geralmente de concreto, disposta longitudinalmente à pista com o objetivo de impedir que veículos desgovernados saiam da plataforma, choquem-se com objetos fixos ou invadam outras pistas adjacentes, e, ainda, desejavelmente, de reorientar o

veículo para a trajetória correta com o mínimo de danos para o motorista e passageiros. Também denominado separador físico rígido.

Bordos (Bordas) da pista – limites laterais da pista de rolamento. Em rodovias de pista dupla, o limite à direita do sentido de tráfego é denominado bordo externo e aquele à esquerda, bordo interno.

Canteiro central – espaço compreendido entre os bordos internos de pistas de rolamento, com tráfego geralmente em sentidos opostos, objetivando separá-las física, operacional, psicológica e esteticamente. Por definição, inclui os acostamentos internos, faixas de segurança ou faixa de espera e conversão à esquerda.

Capacidade – número máximo de veículos que poderá passar por um determinado trecho de uma faixa ou pista durante um período de tempo determinado, sob as condições reais predominantes na via e no tráfego.

Comprimento de transição da superelevação – extensão ao longo da qual se processa o giro da pista em torno do eixo de rotação para dotá-la de superelevação a ser mantida no trecho circular. Seu início situa-se, por definição, no ponto onde a pista (ou parte dela) tem sua seção no plano horizontal. Seu término coincide com o ponto onde é atingida a superelevação a ser mantida no trecho circular. No caso de pistas cuja seção transversal em tangente tem caimento simples no mesmo sentido da superelevação a ser alcançada, o comprimento de transição da superelevação engloba a extensão que teria sido necessária para girar a pista desde uma situação fictícia com declividade transversal nula até a situação em tangente.

Comprimento de transição da tangente – extensão ao longo da qual, nos casos em que é necessário, se processa o giro da pista (ou parte dela), para eliminar a declividade transversal em sentido contrário ao da superelevação a ser alcançada. Seu término coincide com o início do comprimento de transição da superelevação.

Conversão – movimento de giro de um veículo, ao passar de uma para outra via.

Cruzamento em níveis diferentes sem ramos – interseção em que não há trocas de fluxos de tráfego entre as vias que se interceptam, ou seja, o cruzamento em desnível não tem ramos de conexão. Denomina-se *Passagem superior* quando a via principal passa sobre a via secundária e *Passagem inferior* quando passa sob a via secundária.

Defensa – estrutura não rígida, com elevado ou reduzido grau de deformabilidade, disposta longitudinalmente à pista com o objetivo de impedir que veículos desgovernados saiam da plataforma, choquem-se com objetos ou obstáculos fixos ou invadam outras pistas adjacentes, e, ainda, desejavelmente, de reorientar o veículo para a trajetória correta, com o mínimo de danos para o motorista e passageiros.

Distância de visibilidade de parada – extensão da via à frente que o motorista deve poder enxergar para que, após ver um obstáculo que o obrigue à parada, possa imobilizar o veículo sem atingi-lo.

Distância de visibilidade de ultrapassagem – extensão da via à frente que o motorista deve poder enxergar antes da iniciar uma ultrapassagem em uma via de duas faixas e mão dupla, para assegurar a bem sucedida conclusão da manobra e a não interferência com veículos se aproximando em sentido oposto.

Eixo – linha de referência, cujo alinhamento seqüencial projetado no plano horizontal define o traçado em planta, ou seja, a ele são referidos os elementos planimétricos da via.

Eixo de rotação da pista – linha fictícia longitudinal à pista, mantendo constante em cada trecho seu afastamento horizontal e vertical do eixo; em torno dele a pista gira, desde a situação básica em tangente até a situação superelevada. Em muitos casos, coincide com o eixo da via. A ele se refere o greide da rodovia nos casos em que eixo de rotação e eixo da rodovia não coincidem.

Entrecruzamento (Entrelaçamento) – consiste dos cruzamentos das correntes de tráfego na mesma direção geral, que ocorrem mediante a sucessiva confluência e divergência de filas de veículos segundo pequenos ângulos.

Faixa de aceleração – faixa adicional destinada à mudança de velocidade, cujos objetivos são:

a) permitir que um veículo, ao entrar em uma via principal, aumente sua velocidade até um valor tal que possa penetrar na corrente principal de tráfego direto com razoável segurança e um mínimo de interferência com os demais veículos;

b) proporcionar aos veículos em tráfego na via principal tempo e distância suficientes para proceder aos reajustes operacionais necessários para permitir a entrada dos novos veículos.

Faixa auxiliar – faixa de uma via contígua a uma faixa de tráfego direto com múltiplas funções, que podem incluir: estacionamento de veículos, mudança de velocidade, entrelaçamento, acomodação de veículos lentos e outros propósitos complementares ao fluxo principal.

Faixa da direita – faixa mais à direita de um conjunto de faixas de rolamento de mesmo sentido. Nas rodovias rurais por vezes é designada por faixa externa.

Faixa da esquerda – faixa mais à esquerda de um conjunto de faixas de rolamento de mesmo sentido. Nas rodovias rurais por vezes é designada por faixa interna.

Faixa de desaceleração – faixa adicional destinada à mudança de velocidade, cujo objetivo é permitir a um veículo que sai da via principal a diminuição de sua velocidade para uma velocidade segura compatível com as características do ramo ou da via de conexão que se segue, sem interferir com o veículo imediatamente atrás.

Faixa de domínio – área compreendendo a rodovia e suas instalações correlatas e faixas adjacentes legalmente delimitadas, de propriedade ou sob domínio ou posse do órgão rodoviário e sobre a qual se estende sua jurisdição. Deve ser prevista com largura suficiente para conter as instalações necessárias aos serviços de controle da operação da rodovia e permitir sua conservação, proteção e sua futura expansão.

Faixa de estacionamento – faixa adjacente à pista de rolamento para abrigar veículos estacionados.

Faixa de giro à direita – faixa auxiliar destinada aos veículos que desejam executar manobras de conversão à direita.

Faixa de giro à esquerda – faixa auxiliar destinada aos veículos que desejam executar manobras de conversão à esquerda.

Faixa de mudança de velocidade – faixa auxiliar destinada à aceleração ou desaceleração dos veículos que entram ou saem de uma via.

Faixa de segurança – faixa longitudinal da pista destinada a reduzir a sensação de confinamento provocada por dispositivos muito próximos ao seu bordo e que constituem obstáculos ou depressões aparentes para os condutores dos veículos (barreiras rígidas, sarjetas, meios-fios elevados, etc). Também tem a função de aumentar a segurança na travessia de pontes, viadutos e trechos contínuos sem acostamento.

Faixa de tráfego – faixa longitudinal da pista, destinada ao deslocamento de uma única fila de veículos.

Faixa exclusiva de ônibus – faixa de tráfego reservada aos ônibus.

Faixa ou faixas reversíveis – faixa ou faixas de tráfego onde a circulação se dá num sentido durante um determinado período e, no sentido inverso, durante outro período.

Fluxo – conjunto de veículos que circulam no mesmo sentido em uma ou mais faixas de tráfego.

Gabarito horizontal – distância livre mínima dos obstáculos fixos (afastamento horizontal necessário entre a linha de visão do motorista e um obstáculo lateral fixo).

Gabarito vertical – altura livre mínima permitida em uma via (distância da superfície da pista a um obstáculo superior mais próximo).

Gota – tipo de ilha divisória utilizado freqüentemente em interseções, com formato que lembra uma gota d'água.

Greide – perfil do eixo de uma via, complementado com os elementos que o definem (estacas e cotas de PCVs, PIVs, PTVs, etc). É adotado como eixo de rotação da pista para desenvolvimento da superelevação. Em vias pavimentadas refere-se à superfície acabada do pavimento. Neste caso, também é especificado como greide de pavimentação. Quando o perfil do eixo de rotação for referido à plataforma terraplenada, é especificado como greide de terraplenagem.

Interconexão – interseção onde ocorrem cruzamentos de correntes de tráfego em níveis diferentes e ramos de conexão entre vias. É denominada também de interseção em desnível ou em vários níveis.

Interseção – confluência, entroncamento ou cruzamento de duas ou mais vias.

Interseção em nível – interseção onde os cruzamentos de correntes de tráfego ocorrem no mesmo nível.

Meio-fio – construção longitudinal em degrau disposta no bordo da pista de rolamento, acostamento ou faixa de segurança, com o objetivo de delimitar fisicamente a pista, proteger o trânsito de pedestres, conduzir águas pluviais, conter o pavimento, delimitar áreas não pavimentadas e, especialmente, realçar para o motorista, mediante um obstáculo intencional ao deslocamento transversal do veículo, as trajetórias possíveis. Também é denominado guia.

Meio-fio transponível – meio-fio cuja conformação permite sua transposição por veículos a baixas velocidades, sem causar-lhes maiores danos.

Meio-fio intransponível – meio-fio cuja conformação pretende impedir sua transposição pelos veículos.

Nariz real ou físico – primeiro obstáculo (meio-fio, defensa, balizador, etc) encontrado ao longo da área do nariz, nos casos de bifurcação de ramos, após o qual os traçados das duas vias são completamente independentes. Conceito análogo e simétrico cabe nos casos de junção de pistas.

Nariz teórico – vértice da bifurcação (ou junção) de duas vias (uma delas geralmente um ramo); local onde os bordos mais próximos das duas pistas adjacentes iniciam (ou terminam) a separação.

Passeio – parte da via destinada ao uso de pedestres, incluindo as calçadas.

Perfil – linha que representa de forma contínua a situação altimétrica de um alinhamento sobre uma superfície. Decorre da interseção dessa superfície com a superfície vertical definida pelo referido alinhamento.

Perfil do terreno – perfil de uma linha disposta sobre a superfície terrestre (por exemplo, eixo ou bordo de pista).

Pista – parte da via que é projetada para uso de veículos.

Pista com caimento simples – pista com declividade transversal em um único sentido entre os bordos.

Pista com caimento duplo – pista cuja seção tem declividade transversal em dois sentidos, seja sob forma de dois planos cuja interseção forma a crista da seção, seja sob forma continuamente arredondada (abaulada). Neste último caso, o lugar geométrico dos pontos da seção de maior cota também é denominado crista.

Pista de rolamento – parte da via que é projetada para deslocamento dos veículos, podendo conter uma ou mais faixas de tráfego.

Plataforma – parte da rodovia compreendida entre os limites externos dos passeios ou entre os pés de corte e cristas de aterro, incluindo os dispositivos necessários à drenagem da pista.

Projeto geométrico – conjunto dos elementos necessários e suficientes para definição da forma geométrica de uma via.

Ramos de interseção – pistas que conectam vias que se interceptam ou as ligam a outras vias ou ramos.

Ramo direcional – ramo cujo traçado acompanha o percurso mais espontâneo e intuitivo. Tratando-se de conversões à esquerda, com grande capacidade e alta velocidade, o traçado será fluente, com saída pelo lado esquerdo das vias principais e será designado por direcional à esquerda. No caso de conversões à direita, será designado por direcional à direita.

Ramo em laço – ramo que proporciona conversão à esquerda (à direita) mediante giro contínuo à direita (à esquerda), com ângulo central da ordem de 270^o.

Ramo semidirecional – ramo incluindo uma curva em "*S* ", desviando parcialmente do percurso mais direto para minimizar interferências com outros ramos do projeto. É utilizado principalmente para conversões à esquerda. Geralmente, tanto a saída como a entrada são feitas pelo lado direito das vias que se interceptam.

Rampa – declividade longitudinal do greide da pista ou plataforma. Seu valor normalmente é dado pela tangente do ângulo formado com o plano horizontal, podendo também ser dada em percentagem.

Rampa de superelevação – diferença de greides entre o bordo da pista (ou acostamento) e o eixo de rotação, ou seja, rampa relativa do bordo da pista (ou acostamento) em relação ao eixo de rotação. Ocorre ao longo dos comprimentos de transição da superelevação e da tangente/abaulamento.

Retorno – dispositivo de uma rodovia que permite a veículos de uma corrente de tráfego a transferência para a corrente de sentido contrário.

Rótula (rotatória) – interseção na qual o tráfego circula num só sentido ao redor de uma ilha central.

Seção transversal (do terreno) – perfil do terreno em direção normal ao eixo de uma via.

Seção transversal (da via) – para fins do projeto geométrico, representa o alinhamento superficial transversal à via, incluindo a pista de rolamento, faixas de segurança, acostamentos, plataforma,

sarjetas, valetas e taludes, entre as interseções com o terreno natural. Resulta da interseção de um plano vertical perpendicular ao eixo com a superfície do corpo estradal contido entre os limites da terraplenagem.

Seção transversal tipo – seção transversal constante empregada repetitivamente em trechos contínuos de rodovias ou ramos.

Superelevação – declividade transversal da pista em um único sentido, nos trechos em curva horizontal, com caimento orientado para o centro da curva (lado interno), com o objetivo de contrabalançar a atuação da aceleração centrífuga.

Superelevação negativa – declividade transversal da pista com caimento no sentido do lado externo da curva (oposto ao centro), reforçando a atuação da aceleração centrífuga.

Superlargura – acréscimo total de largura proporcionado às pistas em curvas, de forma a considerar as exigências operacionais então decorrentes, crescentes com a curvatura, e assegurar um padrão adequado de segurança e conforto de dirigir.

Talude – para fins do projeto geométrico, é a face do corpo estradal que se estende além do bordo da plataforma. Sua inclinação sobre a horizontal, denominada inclinação de talude, é expressa sob a forma de fração ordinária de numerador unitário, cujo denominador representa a distância horizontal correspondente a 1m de diferença de nível.

Taper (Teiper) – faixa de trânsito de largura variável, utilizada como transição para deslocamento lateral para uma faixa paralela. Normalmente usada no início de uma faixa de desaceleração, no fim de uma faixa de aceleração, e no início e no fim das terceiras faixas.

Taxa de superelevação – valor que mede a superelevação em uma seção, geralmente expresso pela tangente do ângulo formado pela interseção do plano vertical que passa pela seção com o plano horizontal.

Terminal de ramo – área onde um ramo de interseção se une com a pista destinada ao tráfego direto. Define-se por terminal de entrada a área em que o tráfego chega à via principal e por terminal de saída a área onde o tráfego a abandona.

Veículo de projeto – veículo teórico de uma certa categoria, cujas características físicas e operacionais representam uma envoltória das características da maioria dos veículos existentes

nessa categoria. A predominância de uma certa categoria de veículos define o veículo de projeto a ser escolhido para condicionar as características da via.

Velocidade diretriz ou velocidade de projeto – é a maior velocidade com que um trecho viário pode ser percorrido com segurança, quando o veículo estiver submetido apenas às limitações impostas pelas características geométricas. É a velocidade selecionada para fins de projeto, da qual se derivam os valores mínimos de determinadas características físicas diretamente vinculadas à operação e ao movimento dos veículos e às características dos motoristas.

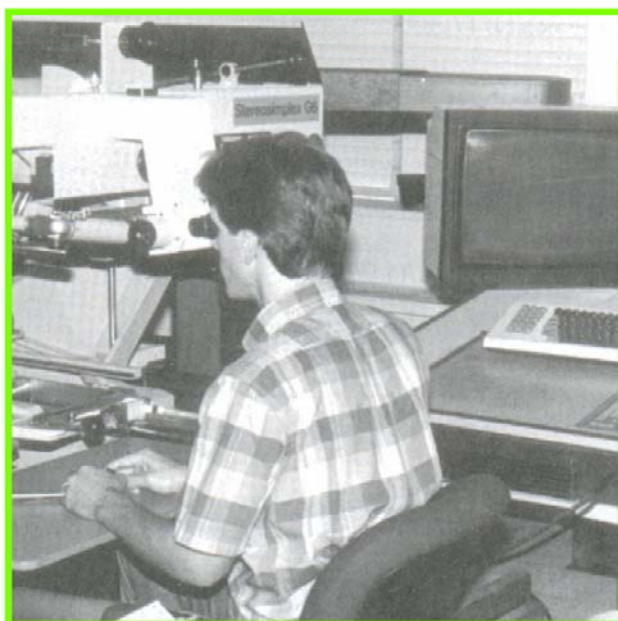
Via – faixa de terreno, convenientemente preparada para o trânsito de qualquer natureza.

Via coletora - distribuidora – via de mão única de caráter auxiliar, com extensão limitada, paralela à via principal, objetivando: absorver o tráfego que exceda a capacidade da via principal; servir de local para transferência de movimentos conflitantes com o tráfego direto em interseções; concentrar em um só local a saída ou entrada de veículos nas faixas de tráfego direto, etc. Geralmente não proporciona acesso às propriedades adjacentes.

Via marginal – via(s) paralela(s) à(s) pista(s) principal(ais) de uma rodovia, de um ou ambos os lados, com o objetivo de atender ao tráfego local, longitudinal à rodovia e pertinente à área urbanizada adjacente, e permitir o disciplinamento dos locais de ingresso e egresso da rodovia.

Volume Horário de Projeto (VHP) – fluxo de veículos (número de veículos por hora) que deve ser atendido em condições adequadas de segurança e conforto pelo projeto da via em questão.

Volume Médio Diário (VMD) – número médio de veículos que percorre uma seção ou trecho de uma rodovia, por dia, durante um certo período de tempo. Quando não se especifica o período considerado, pressupõe-se que se trata de um ano.

Capítulo 3

Procedimentos Básicos para o Projeto de Interseções

3 PROCEDIMENTOS BÁSICOS PARA O PROJETO DE INTERSEÇÕES

3.1 CONCEITOS BÁSICOS

Define-se interseção como a área em que duas ou mais vias se unem ou se cruzam, abrangendo todo o espaço destinado a facilitar os movimentos dos veículos que por ela circulam. As interseções são classificadas em duas categorias gerais, conforme os planos em que se realizam os movimentos: *interseções em nível* e *interseções em níveis diferentes*.

As interseções constituem elementos de descontinuidade em qualquer rede viária e representam situações críticas que devem ser tratadas de forma especial. O projeto de interseções deverá assegurar circulação ordenada dos veículos e manter o nível de serviço da rodovia, garantindo a segurança nas áreas em que as suas correntes de tráfego sofrem a interferência de outras correntes, internas ou externas.

Tradicionalmente, para fins de projeto, adotam-se as seguintes definições:

- *Interseção*: confluência, entroncamento ou cruzamento de duas ou mais vias.
- *Acesso*: interseção de uma rodovia com uma via de ligação a propriedades marginais, de uso particular ou público.
- *Retorno*: dispositivo de uma rodovia que permite a veículos de uma corrente de tráfego a transferência para a corrente de sentido contrário.

Designa-se por "*área funcional de uma interseção, acesso ou retorno*" a área que contém todos os dispositivos destinados a ordenar os diversos movimentos do tráfego, incluindo canalizações e faixas auxiliares.

3.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS DE PROJETO

Tomando como base as necessidades locais e disponibilidade de recursos, deve-se estabelecer os objetivos que se pretende alcançar com o projeto das interseções, geralmente relacionados com a capacidade, a segurança e os custos de implantação.

O projeto dos elementos geométricos que constituem uma interseção baseia-se, em geral, nos mesmos princípios que governam o projeto geométrico dos demais componentes da rodovia. Algumas diferenças importantes na forma em que são conduzidos os veículos ao se aproximarem destas áreas, permitem ao projetista a utilização de especificações menos exigentes do que nos trechos contínuos da rodovia.

Assim, os motoristas aceitam reduções na sua velocidade e toleram condições menos cômodas produzidas pelas forças laterais que atuam sobre o veículo e seus ocupantes, ao executarem giros nas curvas de raios menores que os adotados na rodovia. Por outro lado, a sinalização preventiva, o aumento de iluminação e outros fatores semelhantes servem para aumentar a atenção dos motoristas que atravessam uma interseção. Aspecto importante também é a maior variação do tráfego, com seus reflexos na aptidão do motorista em alcançar uma velocidade desejada.

Os valores recomendados neste *Manual* representam os padrões desejáveis e mínimos aceitáveis, os quais, porém, não deverão ser encarados com rigidez absoluta. Padrões mais elevados poderão ser utilizados, desde que seja possível manter o custo do projeto dentro de limites admissíveis ou ainda que não decorram condições indesejáveis devido a um superdimensionamento.

O estabelecimento de padrões mínimos atenderá a necessidade de evitar valores incompatíveis com a qualidade aceitável do projeto, embora se reconheça que padrões inferiores aos mínimos absolutos poderão eventualmente ser necessários à luz das circunstâncias locais. Essa decisão, bem como os valores a adotar, deverão ser cuidadosamente ponderados, objetivando encontrar a solução ótima de compromisso entre as exigências de projeto e as restrições físicas, econômicas e ambientais.

Deve-se ressaltar que muitos dos elementos de projeto que serão aqui apresentados, especialmente aqueles concernentes a acomodação dos movimentos de conversão, são comuns e aplicáveis aos dois grupos gerais de interseções (em nível e em níveis diferentes).

3.3 DADOS BÁSICOS

No estudo e projeto de uma interseção, deve-se levar em consideração uma série de condicionantes, dentre as quais os elementos de tráfego, fatores físicos, econômicos e ambientais. A adoção de um tipo de interseção dependerá principalmente da correlação existente entre a topografia do terreno, os volumes de tráfego e sua composição, a capacidade das vias, a segurança e os custos de implantação e de operação. Por estarem intimamente ligados aos elementos de projeto, esses fatores e sua interdependência deverão ser conhecidos antes da elaboração do mesmo.

São discriminados a seguir, os dados básicos que devem ser considerados para o projeto de uma interseção.

3.3.1 Dados Funcionais

O primeiro fator a ser considerado é a classificação funcional das vias que se interceptam, já que o projeto deve ser coerente com suas características funcionais: classificação em uma determinada rede, tipo de controle de seus acessos, velocidades específicas e prioridades de passagem.

3.3.2 Dados Físicos

A representação, em escala conveniente, da topografia da área afetada pelo projeto é essencial para a sua elaboração. Esses dados serão obtidos mediante aerofotogrametria, levantamentos topográficos clássicos, com ou sem apoio dos modernos equipamentos eletrônicos e sistemas de processamento de dados.

Nas plantas devem ser incluídos todos os dados que possam afetar ou limitar as soluções a estudar, tais como: edificações, acidentes geográficos, serviços existentes (adutoras, linhas de transmissão, etc) e outros. A escala mais usual é de 1/500, embora para interseções em dois níveis possa ser conveniente escala de 1/1000. Em interseções urbanas pode ser necessária escala de 1/200.

3.3.3 Dados de Tráfego

3.3.3.1 Tráfego de veículos

A definição da solução a adotar para uma determinada interseção e o dimensionamento de seus ramos dependem necessariamente do volume e das características do tráfego que circulará no ano de projeto.

O ano de projeto é geralmente considerado como o décimo ano após a conclusão das obras programadas (ver item 3.4). Para esse ano deve ser projetado o tráfego obtido nos levantamentos efetuados. No caso de rodovias exploradas por regime de Concessão, pode haver conveniência em executar a projeção também para o seu final.

Os dados de tráfego deverão incluir os *Volumes Médios Diários* (VMD) e os *Volumes Horários de Projeto* (VHP). Deverão ser representados em fluxogramas indicativos das diversas correntes de veículos, classificados de acordo com as finalidades do estudo, pelo menos em carros de passeio, ônibus e veículos de carga, mais comumente designados como automóveis ou carros, ônibus e caminhões. Os fluxogramas serão preparados para o ano de projeto e, eventualmente, para uma

interseção a ser implantada por etapas, para o ano da abertura ao tráfego e os de ampliação. Recomenda-se sempre que possível, que o Volume Horário de Projeto (VHP) seja expresso também em unidades de carro de passeio por hora (UCP/hora). A Figura 1 fornece um modelo de fluxograma com as referidas indicações.

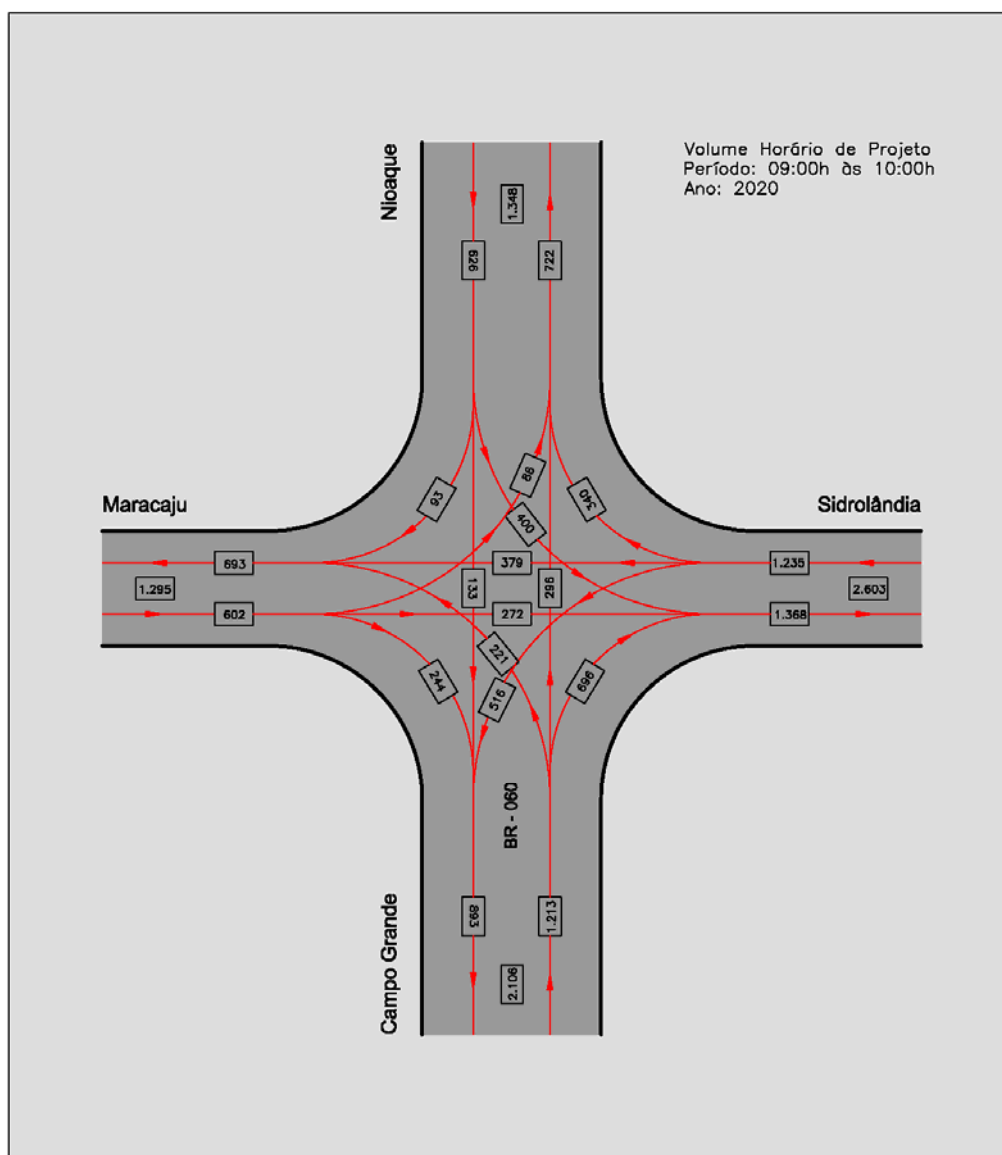



Figura 1 – Modelo de fluxograma de tráfego em UCP

Para obtenção dos dados necessários à elaboração dos fluxogramas deverão ser feitas contagens de tráfego nas interseções de acordo com a seguinte orientação.

a) Determinação preliminar dos períodos de pico de tráfego, através do exame de contagens de tráfego eventualmente existentes ou de observação específica do local, complementada com

consultas a autoridades locais em condições de prestar informações confiáveis. Nessa pesquisa se procurará identificar os dias de semana e períodos horários em que ocorrem os picos de tráfego.

b) Identificação das características dos veículos de maiores dimensões que ocorrem normalmente na interseção.

c) Execução de contagens nos períodos de pico, pelo menos durante três dias, escolhidos de forma a incluir o(s) provável(veis) pico(s) semanal(ais), com totalização a cada 15 (quinze) minutos. Nessas contagens serão determinados separadamente os volumes dos diversos tipos de veículos, de acordo com a classificação adotada. Para o caso de interseções e acessos com volume horário da via principal inferior a 300 UCP ou da via secundária inferior a 50 UCP a contagem deverá ser feita pelo menos durante um dia da semana em que se tenha na rodovia principal maior movimento.

d) Identificação de elementos existentes que permitam determinar fatores de sazonalidade para ajustamento dos resultados das contagens ao período do ano de maior fluxo de tráfego, tais como:

- postos de contagens permanentes ou que levantem informações de diversas épocas do ano.
- contagens existentes em períodos específicos do ano, conhecidos como de maior volume de tráfego no local.
- outros indicadores da flutuação sazonal do tráfego.

e) Identificação de elementos existentes que permitam determinar os fatores de expansão necessários à determinação do Volume Médio Diário (VMD) das diversas correntes da interseção.

f) Levantamento de valores de taxas de crescimento a aplicar aos volumes determinados nas contagens, obtidos de estudos sócioeconômicos ou estudos de tráfego existentes.

Para os casos de não existir uma interseção no local onde se pretende implantá-la, ou houver a possibilidade de desvios significativos de fluxos com a nova interseção, deverão ser realizadas pesquisas de origem e destino, complementadas por contagens de volume. Os locais dos postos de pesquisa serão identificados na malha existente, de modo a cobrir as alternativas atuais de acesso das correntes da interseção futura.

3.3.3.2 Tráfego de pedestres

Nas interseções onde a influência dos pedestres pode contribuir para causar problemas de capacidade e segurança, seus movimentos devem ser registrados, visando uma análise posterior da necessidade da construção de passarelas ou, eventualmente, da implantação de uma fase especial para pedestres no ciclo dos semáforos. A localização dos pontos críticos ou perigosos será estabelecida a partir de informações das autoridades locais e de observações feitas durante as inspeções de campo.

Em geral, as contagens de pedestres deverão ser realizadas durante as horas de pico da interseção. Deverão ser identificadas tanto as travessias nos locais adequados, como as incorretas, e anotados os volumes de pedestres em intervalos de 15 (quinze) minutos.

3.3.4 Dados de Acidentes

No caso de melhorias de interseções existentes, são de grande importância os relatórios de acidentes contendo registros completos e análises das suas causas. Na ausência desses relatórios, deverá ser procedida uma pesquisa das condições operacionais da interseção, para a determinação das causas dos acidentes.

Um método sugerido é observar no local os conflitos de tráfego em potencial e estabelecer um julgamento quanto à existência ou não de segurança adequada nos cruzamentos indicados como “pontos críticos” nas discussões preliminares com as autoridades locais. Nesses pontos de conflito os motoristas executam ações evasivas para evitar colisões: frenagens abruptas, desvios bruscos e mesmo desobediência à sinalização. O método implica na observação sistemática das condições operacionais de cada interseção. A informação resultante é bastante elucidativa e muitas vezes as causas originais, não reveladas nos registros oficiais, podem vir a ser determinadas.

A publicação *Guia de Redução de Acidentes com Base em Medidas de Engenharia de Baixo Custo* – DNER – 1998, inclui detalhada orientação quanto ao levantamento de dados de acidentes.

3.3.5 Dados Econômicos

Outro aspecto importante é o fator econômico, representado pelo custo de implantação da interseção: desapropriação mais construção.

O custo da construção varia muito com o tipo da solução a adotar: em um nível (simples ou canalizada), em níveis diferentes (semidirecional, direcional, etc). A insuficiência da faixa de domínio disponível, o alto custo dos terrenos e construções adjacentes às vias, por vezes implicam em severas restrições à implantação de um projeto. As várias alternativas tecnicamente viáveis do projeto deverão levar em conta o conjunto desses fatores.

3.4 VOLUME HORÁRIO DE PROJETO (VHP)

Projetar uma rodovia em condições ideais consiste em planejá-la com características para atender à máxima demanda horária prevista para o ano de projeto, geralmente considerado como décimo ano após a conclusão das obras programadas. Em tal situação, em nenhuma hora do ano ocorreria congestionamento. Em contrapartida, o empreendimento seria antieconômico, pois a rodovia ficaria superdimensionada durante as demais horas do ano.

Assim, o dimensionamento da rodovia deve prever um certo número de horas congestionadas e a decisão de qual número é aceitável para a adoção do Volume Horário de Projeto (VHP).

Quando se dispõe de contagens horárias contínuas de uma rodovia, que abranjam um período de um ano inteiro, pode-se determinar o volume horário a ser usado no projeto através do critério denominado “curva da enésima hora”. Esta curva consiste na ordenação decrescente de todos os volumes horários anuais, expressos em percentagem do Volume Médio Diário (VMD), designado como *fator K*.

A Figura 2 mostra a relação entre o Volume Horário de Tráfego medido como percentagem do VMD e o Número de Horas no Ano em que esse volume é excedido. Essa relação foi determinada para rodovias rurais norte-americanas e, apesar de não corresponder exatamente às condições brasileiras, permite avaliar a grande uniformidade do comportamento do tráfego, já que vem se mantendo através dos anos com muito pequenas alterações.

A figura permite concluir que a curva de ordenação horária tem uma peculiaridade importante, qual seja, sofre uma mudança rápida de declividade (joelho) por volta da 30ª Hora. O volume correspondente a esta hora tem fortes razões para ser escolhido como Volume Horário de Projeto, já que um aumento substancial de seu valor implicará em que poucas horas mais sejam atendidas adequadamente pelo projeto e uma redução relativamente pequena resultará na exclusão de um número significativo de horas.

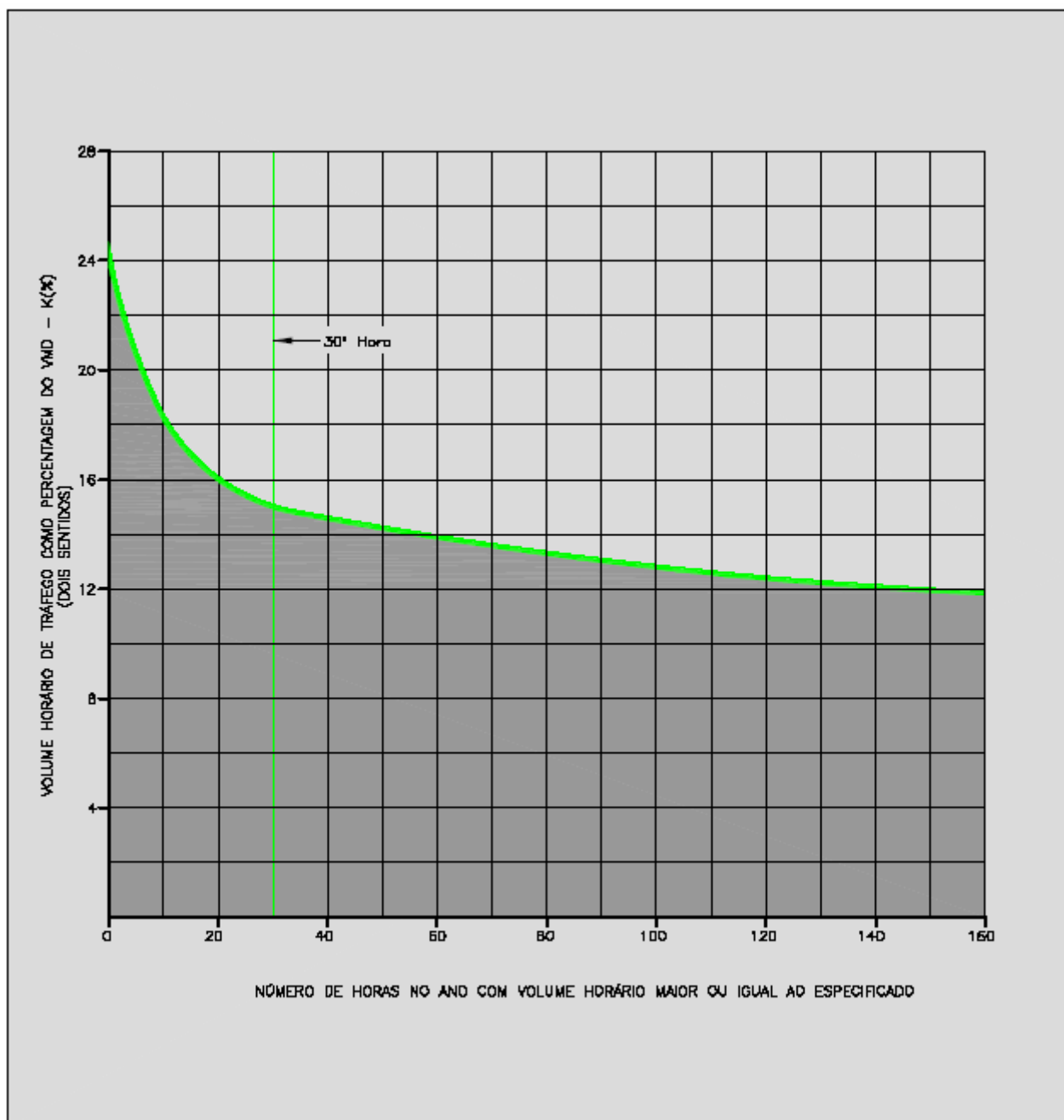



Figura 2 – Volume horário de tráfego

Por conseguinte, o critério da "enésima hora" sugere que se escolha como valor de *K* a se usar no projeto, aquele fornecido pelo trecho onde a curva muda rapidamente de declividade. Cabe observar que esta mudança de direção não é precisa, permitindo uma certa variação na escolha da hora de projeto, o que possibilita ao técnico melhor adequar seu estudo. Admite-se a utilização para o tráfego futuro de um *fator K* determinado com base em dados disponíveis por ocasião dos

levantamentos, o que significa aceitar que a forma da curva em questão não se altera com o passar do tempo.

A prática habitual nos Estados Unidos determina, como base de projeto, um volume entre a 30ª e 100ª Hora. Para rodovias rurais, freqüentemente utiliza-se o volume da 30ª Hora, mas tal utilização não deve ser interpretada como uma recomendação para a sua adoção rígida, mas antes como um exemplo das correlações típicas da hora de pico, e sua evolução. Estas mesmas correlações e evoluções são geralmente verdadeiras para outras horas de tráfego intenso, dentro do âmbito normal do projeto.

No Brasil tem-se sido mais tolerante na escolha do Volume Horário de Projeto, chegando-se a adotar o Volume da 50ª Hora, nos locais em que se dispõe de contagens mecanizadas permanentes. O valor de *K* = 8,5% do VMD, tem sido adotado como representativo para rodovias rurais em que não se dispõe de informações mais precisas do comportamento do tráfego. Os mesmos critérios se aplicam também a áreas urbanas. Contudo, onde as flutuações do tráfego forem claramente diferentes das correspondentes às rodovias rurais, outras horas do ano devem ser consideradas como base para o projeto.

Portanto, a grandeza da variação da 50ª Hora ou de outro nível escolhido, dependerá de vários fatores e deve ser determinada para cada estado, zona ou, se possível, para cada rodovia. Por sua vez, a escolha de um apropriado Volume Horário de Projeto transforma-se num problema de equilíbrio econômico entre os benefícios previstos e o custo de construção, envolvendo, muitas vezes, decisões administrativas que saem do âmbito deste *Manual*.

Cabe observar que nas rodovias de grande variação sazonal (turísticas, recreacionais, etc.), ou com variações de fluxo incomuns (festas religiosas, eventos esportivos, etc), elevados volumes de tráfego são concentrados durante períodos específicos, podendo exceder de muito os valores da 50ª Hora. Nestes casos deve-se efetuar estudos mais detalhados para determinar o Volume Horário de Projeto.

Os usuários geralmente aceitam um projeto que seja menos satisfatório durante os picos sazonais do que no caso em que se tem variações menos acentuadas de fluxo. Por outro lado, o projeto não pode ser tão econômico que se tenha congestionamento severo de tráfego durante as horas de pico. Pode ser mais recomendável, portanto, escolher um volume horário de projeto em torno de 50% dos volumes esperados em umas poucas horas mais carregadas no ano de projeto,

independente de se tratar da 50ª hora. Algum congestionamento poderá surgir nas horas de pico, mas a capacidade, desejavelmente, não deverá ser excedida.

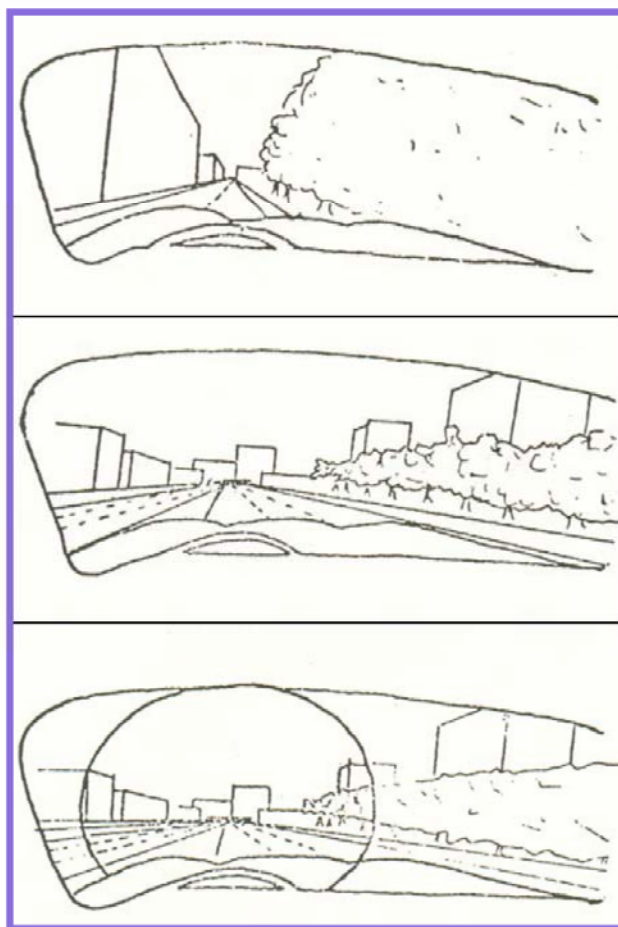
Nas interseções, por razões econômicas, costuma-se efetuar contagens de tráfego nos períodos de pico durante um número limitado de dias. Um critério para determinação do VHP consiste na expansão e ajustamento das contagens feitas, com base nas variações horárias, semanais e sazonais da rodovia principal, para estimar o VMD anual de cada ramo da interseção. Sobre esses VMDs se aplica então o valor *K* adotado para a rodovia principal.

Quando se tratar da interseção de duas vias de importância considerável pode haver a conveniência de utilizar dados das duas vias nos ajustamentos e projeções dos volumes dos ramos da interseção.

Quando não se dispuser de dados confiáveis da rodovia principal para efetuar os ajustamentos, deve-se utilizar os dados de rodovias da mesma região operando em condições semelhantes.

A fim de evitar a ociosidade por longo período de um investimento de grande vulto e a transgressão da sinalização devida ao superdimensionamento, o ano de projeto a ser considerado nas interseções não deve ultrapassar o 10º ano de vida útil. Além disso, deve ser levada em conta a dificuldade de projetar o tráfego com grau de confiabilidade razoável além de 15 anos (5 anos para o planejamento, projeto de engenharia e construção, mais 10 anos de operação). Esta medida permitirá a utilização de cada interseção, com segurança, nos seus primeiros anos de funcionamento, enquanto sua adequação é analisada através de estatísticas e estudos especiais. Caso deficiências sejam constatadas até aquele ano, ou previstas para depois de seu término, executar-se-á, oportunamente, outro projeto, ampliando o existente e aproveitando parte do investimento inicial.

Os dados levantados através das contagens e previstos para os anos de projeto deverão ser representados por meio de fluxogramas onde estejam bem discriminados: os sentidos e movimentos de tráfego, o ano de projeto, as unidades adotadas (carros de passeio equivalentes ou misto) e os volumes por unidade de tempo (veículos por dia e veículos por hora). O *Volume Horário de Projeto (VHP)* será expresso, de preferência, em unidades de carro de passeio por hora (UCP/h).

Capítulo 4

Características dos Motoristas, Pedestres e Veículos

4 CARACTERÍSTICAS DOS MOTORISTAS, PEDESTRES E VEÍCULOS

4.1 MOTORISTAS

Diferentes pessoas apresentam diferentes graus de habilidade para ver, ouvir, avaliar e reagir a informações. Uma mesma pessoa reage de forma distinta quando sob efeito do álcool, fadiga, hora do dia, etc. É importante que os critérios usados para o projeto sejam compatíveis com as limitações da maioria dos motoristas. O uso de valores médios, como tempo médio de reação, por exemplo, pode não ser adequado para um grande número de motoristas. É comum adotar como critérios de projeto percentuais de atendimento da ordem de 85% a 95%. Quanto maior o percentual, maior gama de usuários será coberta.

4.1.1 Os Sentidos

O processo humano de ação em uma rodovia resulta da avaliação e reação às informações recebidas através da audição e visão.

- *Acuidade visual*. A acuidade visual é a habilidade de distinguir os detalhes mais delicados de um objeto. Há dois tipos de acuidade visual de importância em emergências: estática e dinâmica. A habilidade de um motorista identificar um objeto, quando tanto o motorista como o objeto estão parados, depende de sua acuidade estática. A acuidade estática cresce com a iluminação até o valor de 32,29 candelas por metro quadrado (cd/m^2), quando atinge seu máximo. Com iluminação satisfatória, o tempo requerido para identificação de um objeto é da ordem de 0,5 a 1 segundo. A habilidade do motorista detectar objetos em movimento, mesmo fora de sua linha de visão direta, depende de sua acuidade visual dinâmica. A maioria das pessoas tem visão com máxima clareza dentro de um ângulo cônico de 3º a 5º e com pequena redução dessa clareza até 10º ou 12º. Fora desse ângulo geralmente a visão perde a nitidez. A implantação de dispositivos de sinalização deverá atender a essas considerações.

- *Visão periférica*. Visão periférica é a habilidade de ver objetos fora do cone de visão distinta. Detalhes e cor deixam de ser identificados com clareza. O ângulo de visão periférica pode chegar a 160º de abertura, mas reduz-se com velocidades elevadas para 40º a 100 km/h. O campo de visão periférica também é afetado pela idade do motorista. Geralmente há redução sensível de abertura após os 60 anos.

- *Visão de cor*. A habilidade de diferenciar cores não é de grande importância para a direção. Cabe observar que as combinações “Branco e Preto” e “Amarelo e Preto” são as que mais sensibilizam a visão.

- *Ofuscamento*. O ofuscamento por efeito da ação do aparecimento de luzes intensas no campo de visão do motorista reduz as condições de visibilidade e causa desconforto aos olhos. Pessoas com mais de 40 anos são mais afetadas pelo ofuscamento. O tempo necessário para acomodar a visão após o processo de ofuscamento é de 3 segundos, quando o motorista se desloca de uma área escura para uma fortemente iluminada e 6 segundos no caso contrário. Os efeitos do ofuscamento podem ser reduzidos com luminárias de brilho menos intenso, mais altas e mais afastadas da rodovia.

- *Visão de profundidade*. A visão de profundidade afeta a habilidade de uma pessoa em avaliar velocidades e distâncias. Tem importância especial nas manobras de ultrapassagem em rodovias de uma pista e dois sentidos de tráfego, quando erros de avaliação podem resultar em batidas de frente. O olho humano não avalia bem distâncias, dimensões, velocidades e acelerações. Por essa razão os dispositivos de sinalização têm dimensões, formas e cores padronizadas: funcionam como bases de referência na avaliação de distâncias e velocidades.

- *Audição*. Os estímulos sonoros são importantes apenas quando representam sinais de advertência para o motorista: sirenes de ambulâncias, buzinas, etc.. A perda de parte da audição não é um problema sério, podendo ser corrigida com aparelhos auditivos.

4.1.2 O Processo de Percepção e Reação

A forma como um motorista (ou pedestre) atua em função dos estímulos que recebe em uma rodovia compreende:

- *Percepção*: O motorista vê um sinal, um objeto, um animal, uma pessoa;

- *Identificação*: O motorista identifica o que vê;
- *Decisão*: O motorista decide que ação tomar;
- *Reação*: O motorista executa a ação.

O tempo decorrido durante todo o processo é denominado *Tempo de Percepção e Reação (TPR)*. Esse tempo varia em função das condições da rodovia, do tipo de estímulo e da pessoa envolvida. Pesquisas feitas revelam que para eventos esperados a média dos valores do *TPR* é 0,64s, estando 95% dos valores abaixo de 1,64s. Para eventos inesperados tem-se respectivamente 1,00s e 1,98s. Considerando, entretanto, que para efeito de projeto se deve adotar uma margem de segurança de 0,5s, o *TPR* recomendado é de 2,5s, o qual atende a quase totalidade dos motoristas nas condições mais diversas. Estudos recentes mostram que o Tempo de Percepção e Reação de 2,5s atende a mais de 90% dos motoristas, incluídos os de idade avançada (Fambro, D.B., K. Fitzpatrick, and R.J.Koppa. *Determination of Stopping Sight Distances*, NCHRP Report 400, Washington, D.C.: Transportation Research Board, 1997).

Situações críticas, que eventualmente ocorrem em ramais de enlace com rodovias de tráfego direto e em interseções em nível mais complexas, podem exigir valores de *TPR* superiores.

4.2 PEDESTRES

4.2.1 Características Gerais

Os pedestres são objeto de grande preocupação por parte dos técnicos e engenheiros de tráfego, não apenas por serem os elementos mais frágeis que se deslocam na via pública, mas também por apresentarem padrões de deslocamento caracterizados pela irregularidade de trajeto e pelas mudanças bruscas na direção e velocidade.

Os pedestres preferem caminhar no mesmo nível, evitando passagens subterrâneas e passarelas, por mais bem projetadas e seguras que sejam. Afinal, tais dispositivos são desvios do trajeto natural dos pedestres, freqüentemente aumentando o tempo de percurso, a distância a percorrer e o dispêndio de energia.

Algumas características inerentes ao pedestre e relevantes ao projeto são:

- Pedestres são menos previsíveis que os motoristas. Não costumam obedecer as leis de trânsito e é muito comum que não sejam forçados a isso;
- Pedestres não utilizam toda a largura da calçada durante seu percurso. Em geral mantêm-se afastados no mínimo 0,45 m das vitrines, paredes e muros, a não ser no caso de

multidões. Procuram se manter à distância pelo menos de 0,35 m do meio-fio, distância essa que cresce para 0,60 m caso haja necessidade de contornar hidrantes, postes e latas de lixo;

- Pedestres escolhem como caminho a menor distância entre dois pontos, criando travessias fora das definidas nos projetos;
- Pedestres resistem ao uso de passarelas e passagens subterrâneas (estas até por medo de assaltos);
- Pedestres jovens são descuidados nas travessias e os idosos ouvem mal, vêm menos e têm dificuldades de locomoção.

O conhecimento destes dados orienta os projetos das instalações nas interseções, da sinalização e do posicionamento dos obstáculos físicos que podem interferir no tráfego dos pedestres.

4.2.2 Velocidades dos Pedestres

A velocidade com que os pedestres atravessam uma via varia de 0,8 m/s a 1,8 m/s, com os mais velhos na faixa inferior.

Para fins de projeto, para uma proporção de menos que 20% de idosos (>65 anos), a velocidade é da ordem de 1,2 m/s. Para maior proporção de idosos a velocidade decresce para 1,0 m/s. Nas calçadas o fluxo livre de pedestres tem velocidade da ordem de 1,5 m/s.

A velocidade média varia também com as características físicas da via. A Figura 3, obtida a partir dos estudos de H. Bovy (*Reseaux et Espaces Piétonniers*, Institut de Technique des Transports, 1973), mostra que a velocidade dos pedestres diminui à medida que aumenta a declividade da via, tanto nos aclives como nos declives. Em escadas, a velocidade média é de 0,15 m/s.

Para o caso eventual de uma interseção que sofra interferência de grande número de pedestres, pode ser necessário um conhecimento um pouco mais preciso das velocidades efetivas das categorias de pedestres envolvidos. O gráfico da Figura 4, adaptado dos estudos de Pushkarev e Zupan (*Urban Space for Pedestrians*, MIT Press, 1975) apresenta a velocidade de várias categorias de pedestres como função do nível de aglomeração a que estão sujeitos, medida pela sua densidade em pessoas por metro quadrado.

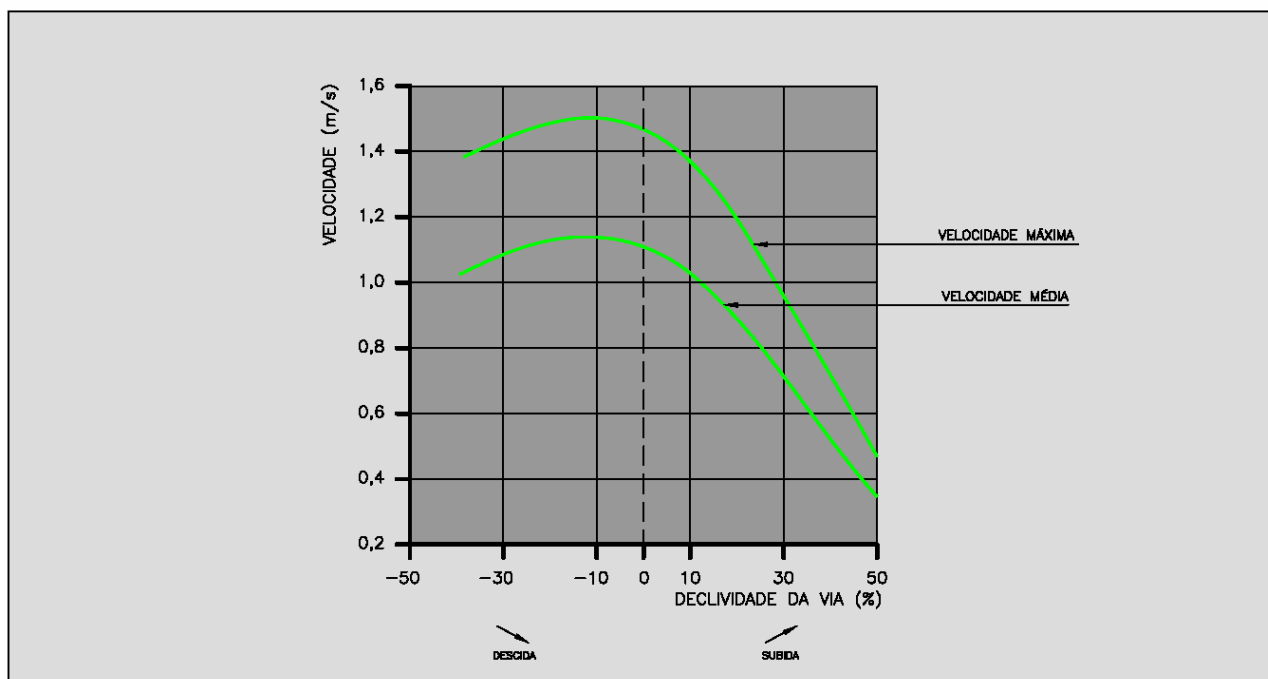



Figura 3 – Velocidade dos pedestres em função da declividade da via

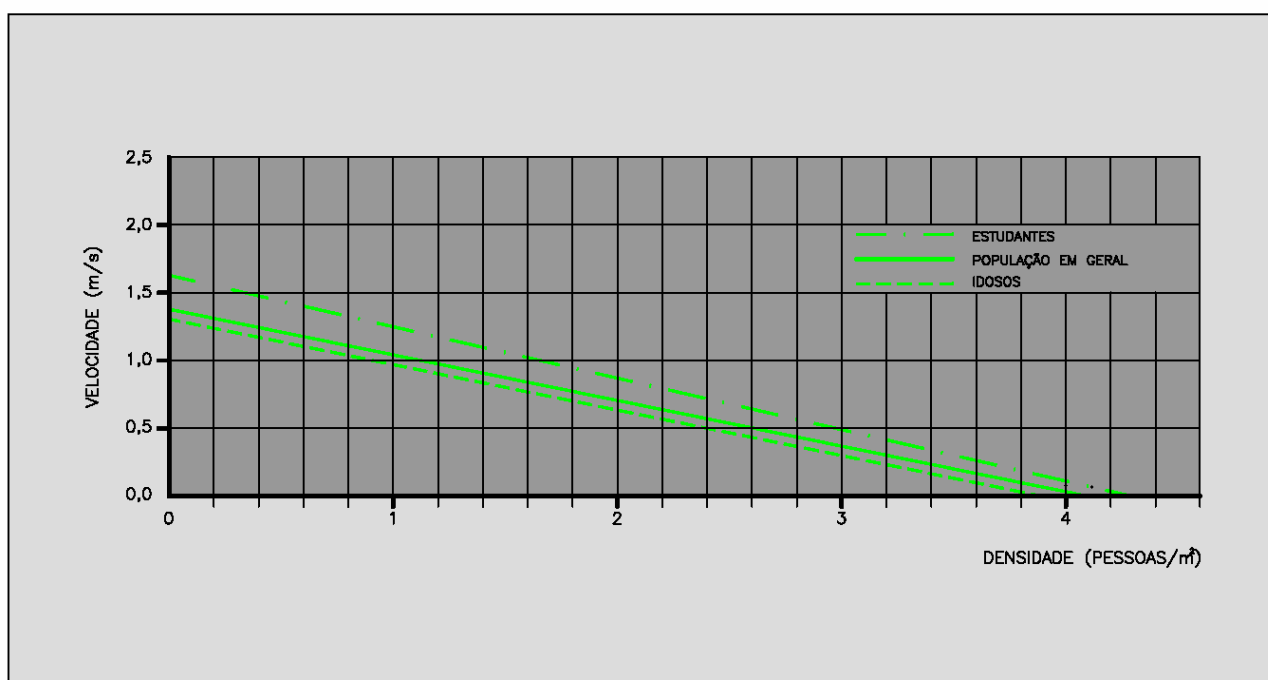



Figura 4 – Relação entre densidade e velocidade de pedestres

4.2.3 Travessias de Pedestres em Desnível

As passarelas e passagens subterrâneas permitem a travessia com segurança dos pedestres, eliminando o conflito pedestre/veículo. Entretanto, como já observado, há relutância por parte dos pedestres em utilizá-las. São recomendáveis para vias onde a velocidade dos veículos é elevada (vias expressas), vias com grande volume de veículos, vias muito largas e pontos críticos de acidentes por atropelamento.

A relutância em aceitar as travessias em desnível pode ser melhor entendida pela análise dos valores apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores relativos das passagens de pedestres (%)

Passagem	Comprimento do percurso	Duração de travessia	Energia dispensada
Nível do solo	100%	100%+ espera	100%
Subterrânea	220%	275%	600%
Passarela	250%	350%	900%

Fonte: H. Bovy, *Réseaux et Espaces Piétonniers*, Lausanne, Institute de Technique des Transports, 1973.

Embora não haja um número geral para comparar a segurança dos vários tipos de travessia, a possibilidade de atropelamento na travessia em nível é o principal fator de escolha de passagem subterrânea ou passarela. O excesso de tempo esperando oportunidade de atravessar a corrente de tráfego, aliado ao medo de acidente, podem superar as desvantagens de comprimento de percurso e de dispêndio de energia.

As passarelas não interferem com os serviços públicos subterrâneos, são mais higiênicas e esteticamente mais agradáveis para o pedestre, dão maior sensação de segurança e apresentam custo muito inferior aos das passagens subterrâneas (podem custar 90% menos).

As passagens subterrâneas apresentam menor interferência do ponto de vista urbanístico, protegem melhor o pedestre em caso de mau tempo e reduzem as escadas de acesso a pouco mais que a metade.

A declividade de acessos por rampas não deve exceder a inclinação de 1:12 (8,33%), conforme recomendação da NBR 9050 da ABNT, para maior adequação aos deficientes físicos. A altura mínima livre admissível para passagens cobertas ou subterrâneas é de 2,20 m.

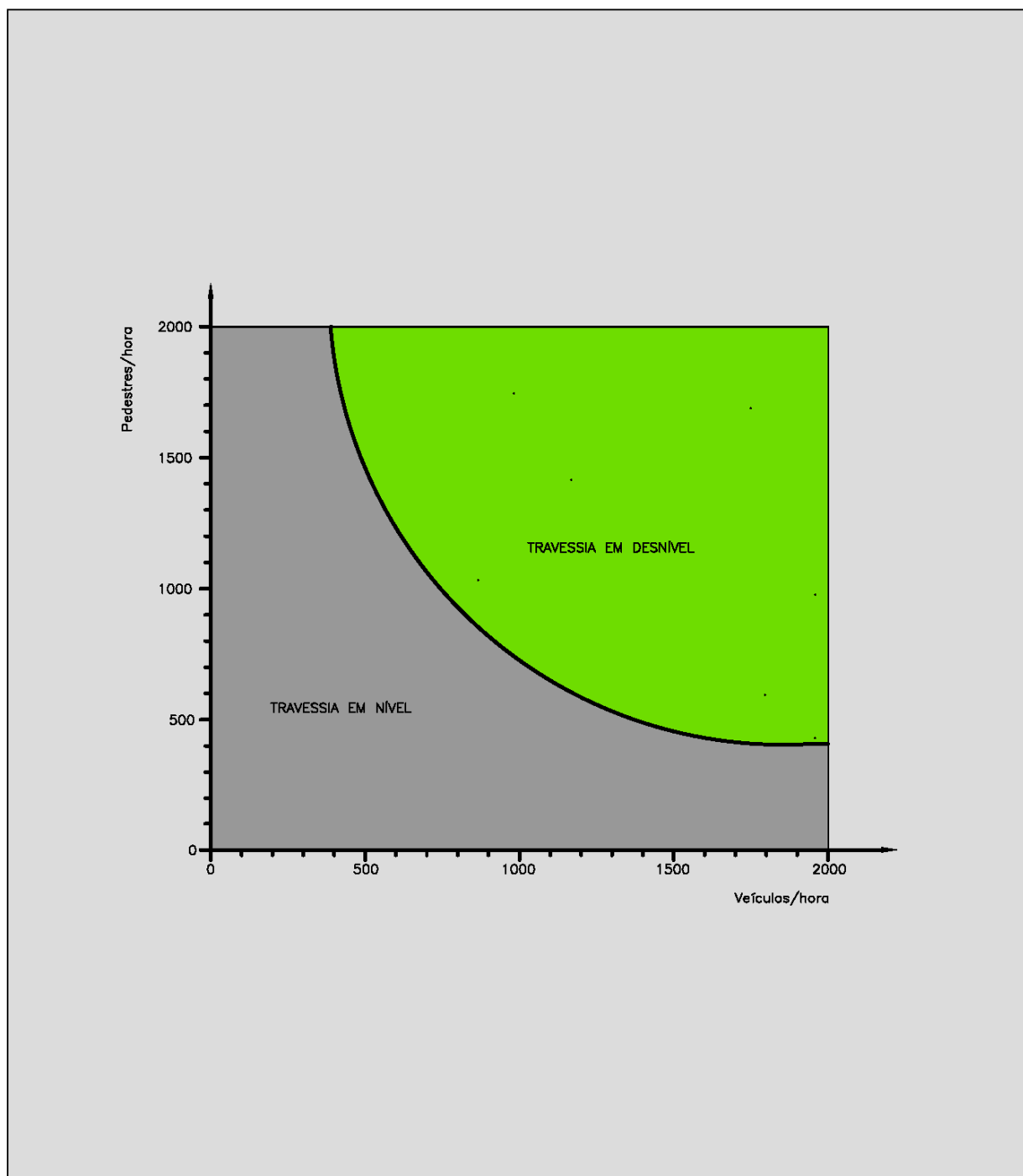
Embora as características locais sejam fundamentais, um critério preliminar para definir se a travessia de uma via com velocidade de até 60 km/h deve ser feita em desnível, é apresentado na Figura 5.

Fonte: Direction des Ponts et de la Circulation Routière

Figura 5 – Fluxos que justificam a implantação de passarelas

4.2.4 Travessias de Pedestres em Interseções

Nas interseções cada calçada deve ter área suficiente para acomodar o tráfego de espera (pedestres que aguardam a oportunidade de atravessar a via fronteira), bem como o tráfego de passagem (pedestres que desejam se deslocar ao longo da calçada).

Nos casos usuais das rodovias rurais, em que não há controle por semáforos, os pedestres atravessam as pistas nos intervalos entre veículos sucessivos. Quando os volumes de veículos são elevados, esses intervalos são reduzidos e pode haver conveniência de compensar essa redução diminuindo as distâncias a atravessar. Para esse fim são incluídas ilhas, que servirão como áreas intermediárias para travessia dos pedestres.

Recomendam-se as seguintes medidas para proteção aos pedestres:

- Projetar calçadas nas travessias urbanas e suburbanas;
- Executar de preferência projetos simples com travessias curtas;
- Nos projetos complexos indicar claramente os locais de travessia dos pedestres;
- Adotar velocidades baixas para os pedestres na determinação dos tempos necessários para travessias;
- Prever ilhas de refúgio com largura adequada em interseções de grandes dimensões;
- Iluminar bem, de preferência com luzes suaves, os locais mais perigosos;
- Sinalizar a interseção levando em conta a segurança dos mais velhos (motoristas e pedestres);
- Usar sinais de dimensões adequadas, com películas refletoras e bem legíveis;
- Reforçar a sinalização horizontal;
- Colocar sinais de indicação em número suficiente para que não haja dúvidas quanto aos caminhos a seguir.

Em algumas interseções torna-se conveniente a utilização de sinalização semafórica. O sistema de sinalização a adotar onde houver travessia de pedestres é função do volume de pedestres que cruzam a via e da intensidade do tráfego.

O *Manual de Semáforos* do DENATRAN/CET de 1978 recomenda os seguintes volumes mínimos para implantação de faixa de pedestres controlada por semáforos: 250 pedestres/hora e 600 veículos/hora para via de mão dupla; ou 1000 veículos/hora quando há canteiro central com pelo menos 1 m de largura.

A Tabela 2, adaptado de estudos feitos pela “Direction des Routes et de la Circulation Routière” (*Cycle d’Études sur la Voirie Urbaine*, Paris, 1965), apresenta critérios mais detalhados para justificar a implantação de sinalização semafórica. Os valores de intensidade se referem à soma dos dois sentidos e são as médias das quatro horas de maior circulação.

Tabela 2 – Critérios para sinalização semafórica de travessias de pedestres

Pedestres/hora	Veículos/hora (vph)		
	<200	200 a 450	>450
< 200	-	-	placas e marcas
200 a 800	-	placas e marcas	semáforos
> 800	placas e marcas	semáforos	semáforos ou pass. em desnível

Fonte: *Cycle d’Études sur la Voirie Urbaine*, Paris, 1965

Em interseções isoladas os motoristas e os pedestres estão menos habituados a lidar com os conflitos veículo-pedestre, sendo conveniente reduzir os limites do quadro em 30%. Se as velocidades dos veículos são superiores a 60 km/h, recomenda-se reduzir os limites em 15%. A simultaneidade dessas duas condições implicará na adoção do maior valor de redução.

A ocorrência de escolas junto a travessias exige estudo acurado, identificando os períodos de entrada e saída de alunos e os cuidados da administração da escola e autoridades locais com sua segurança.

Para o caso de projetos de interseções com características urbanas, em que houver conveniência de uma análise mais detalhada de fluxos de pedestres, recomenda-se consultar as publicações *Guide for the Planning, Design, and Operation of Pedestrian Facilities* - AASHTO, e a edição mais recente do *Highway Capacity Manual (HCM)* - Transportation Research Board (a edição de 2000 apresenta estudo detalhado de níveis de serviço de fluxos de pedestres).

4.3 VEÍCULOS

O projeto de uma interseção é fortemente condicionado pelas características físicas e operacionais dos veículos que dela farão uso. A necessidade de estabelecer critérios que garantam que os veículos usuais no país sejam adequadamente atendidos conduziu à prática de definir um conjunto de veículos, denominados *veículos de projeto*, com características que cobrem

razoavelmente as condições gerais da frota existente. Dada sua importância no dimensionamento das interseções, o **Capítulo 5 - Veículos de Projeto** - apresenta todas as características geométricas de interesse, tais como: larguras, comprimentos, raios mínimos de giro e envoltórias dos veículos em deslocamento, para diversos ângulos de giro, bem como outras especificações e legislação pertinente.

Discorre-se a seguir sobre algumas características complementares dos veículos, fundamentais para a fixação de parâmetros de projeto.

4.3.1 Forças que Atuam sobre o Veículo

Sobre um veículo em movimento atuam as seguintes forças, representadas esquematicamente na Figura 6: força de tração das rodas motrizes, resistência ao rolamento, resistência do ar, peso do veículo, resistência de frenagem, resistência de atrito transversal e força centrífuga nas curvas. No estudo das interseções, em face às menores velocidades desenvolvidas, não há necessidade de analisar os efeitos da resistência ao rolamento e da resistência do ar. A resistência de frenagem é abordada nos estudos relativos às distâncias de visibilidade. É de especial interesse analisar o comportamento dos veículos ao percorrerem uma curva horizontal.

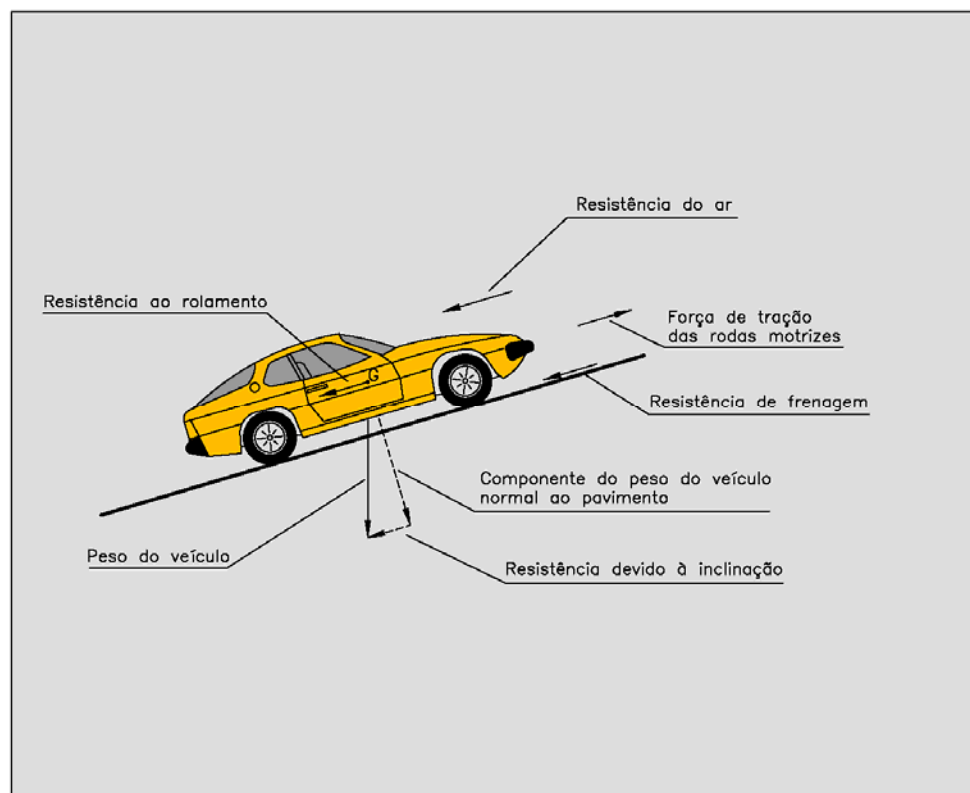



Figura 6 – Forças que atuam sobre um veículo em movimento

Veículos em movimento curvilíneo, inclusive motorista, passageiros e carga, são submetidos, em acréscimo à ação de forças de translação longitudinal, à ação de forças transversais. A ação dessas forças transversais é contrabalançada dotando-se a superfície de rolamento de uma declividade transversal com caimento orientado para o lado interno da curva, denominada superelevação, e pelo atrito transversal desenvolvido entre pneu e pista. O efeito das forças transversais diminui com o aumento dos raios de curvatura, decrescendo a necessidade de contrabalançá-las. Ocorre finalmente uma situação em que o atrito transversal isoladamente é suficiente para essa ação, dispensando-se a superelevação.

Assim, a consideração conjunta da velocidade do veículo, do raio da curva e da superelevação inclui obrigatoriamente o atrito transversal desenvolvido entre pneu e pista e seu valor máximo admissível. Esse atrito transversal máximo adotado nos projetos rodoviários é inferior ao valor limite, acima do qual ocorreria o escorregamento lateral do veículo. Além de ser necessário considerar condições médias desfavoráveis (altura média do centro de gravidade e estabilidade média do veículo, pneus desgastados, pista molhada, etc), ocorre que, antes de derrapar, o desconforto sentido pelo motorista e passageiros em decorrência da atuação da aceleração centrífuga é que condiciona o atrito transversal aceitável.

Por outro lado, características mais favoráveis dos veículos modernos quanto à estabilidade, suspensão, bitola, qualidade dos pneus e outros permitem a aceitação de valores mais elevados para o atrito transversal.

4.3.1.1 Equilíbrio de forças sem atrito transversal

Todo objeto em movimento mantém espontaneamente uma trajetória reta, decorrente da inércia de sua massa. Para conduzi-lo a uma trajetória curvilínea, é necessária a atuação de uma força, de modo a alterar a sua trajetória inercial.

No caso dos veículos rodoviários, essa força pode ser introduzida de duas maneiras, isolada ou simultaneamente:

- proporcionando à pista de rolamento uma declividade transversal com caimento orientado para o centro da curva;
- bgirando as rodas diretrizes (geralmente, as duas dianteiras), de modo a torná-las oblíquas em relação ao eixo longitudinal do veículo, porém tangentes em cada ponto à trajetória.

Na trajetória curvilínea, a resultante das forças que atuam sobre o veículo pode ser decomposta em duas componentes: tangencial e transversal à trajetória. Essa última é a responsável pela mudança de direção.

Na situação de equilíbrio de forças atuantes sobre o veículo sem desenvolvimento de atrito transversal entre pneu e pista (representada na Figura 7), decorre a seguinte relação:

Legenda:

P = peso do veículo (N)
m = massa do veículo (kg)
g = aceleração da gravidade terrestre (m/s²)
v = velocidade do veículo (m/s)
$\frac{v^2}{R}$ = aceleração centrífuga (m/s²)
α = ângulo que mede a declividade transversal da pista
F = força centrífuga (N)
R = raio de curvatura (m)
e = $tg\alpha$ = superelevação (m/m)
f = coeficiente de atrito transversal

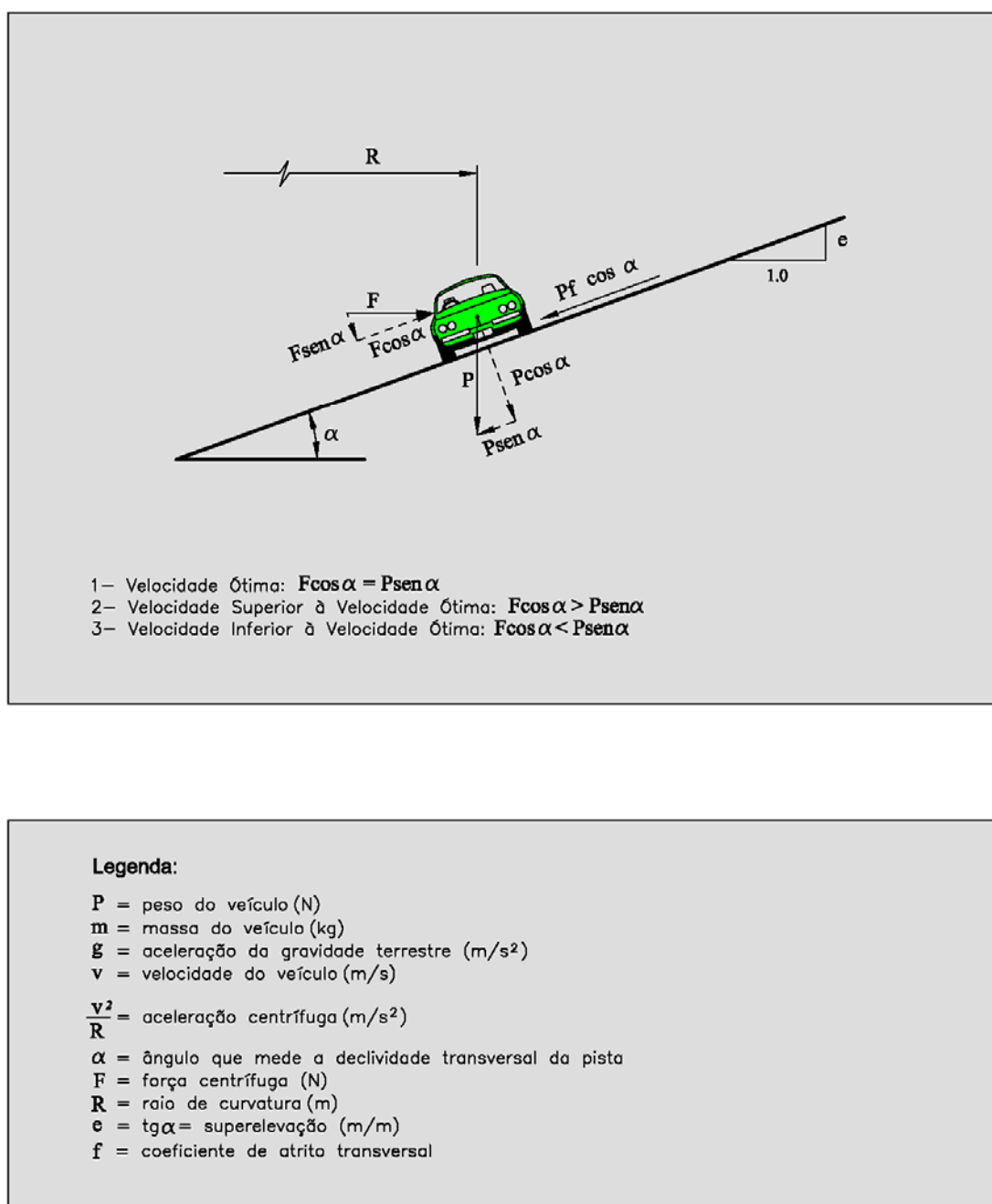



Figura 7 – Forças atuantes sobre o veículo em curva horizontal

$P.\ sen\ \alpha = F.\ cos\ \alpha$

$$mg.sen\ \alpha = \frac{mv^2}{R} cos\ \alpha$$

$$g.\frac{sen\ \alpha}{cos\ \alpha} = \frac{v^2}{R}$$

$$g.\ tg\alpha = \frac{v^2}{R}$$

$$g.\ e = \frac{v^2}{R}$$

Para “V” em km/h e “g” = 9,8 m/s^2, tem-se:

$$R = \frac{V^2}{127\ e}$$

onde:

R = raio da curva (m)

V = velocidade do veículo (km/h)

e = superelevação (m/m)

A velocidade que não desenvolve atrito transversal entre pneu e pista, para uma determinada superelevação, é denominada *velocidade ótima*. Analogamente, as taxas de superelevação necessárias para evitar a ocorrência de atrito transversal entre pneu e pista para diferentes raios são denominadas superelevações ótimas. O inter-relacionamento dos elementos intervenientes é expresso pela fórmula acima.

4.3.1.2 Equilíbrio de forças com atrito transversal

Ao trafegar à velocidade ótima, para uma determinada combinação de raio e superelevação, o veículo ajusta-se espontaneamente à trajetória circular, sem requerer esforços no volante. Estes tornam-se necessários, quando a velocidade não for a velocidade ótima, para desenvolver um atrito transversal entre pneu e pista e contribuir para manter o veículo na trajetória curva desejada. Quando a velocidade for inferior à velocidade ótima, para manter o veículo na trajetória desejada, é necessário exercer um esforço sobre o volante para o lado externo da curva (oposto ao centro); quando for superior, o esforço é efetuado para o lado interno.

A situação de equilíbrio de forças atuantes sobre o veículo que então ocorre (Figura 4.3.1.1/1) é expressa pela relação a seguir:

$P.\ sen\ \alpha + f.\ P.\ cos\ \alpha = F.\ cos\ \alpha \qquad (F.\ cos\ \alpha > P.\ sen\ \alpha)$

Transformando analogamente, obtém-se:

$$tg\ \alpha + f = \frac{v^2}{gR}$$

Então:

$$R = \frac{V^2}{127\ (e + f)}$$

onde:

R = raio de curva (m)

V = velocidade do veículo (km/h)

e = superelevação adotada (m/m)

f = coeficiente de atrito transversal (adimensional)

Observa-se que para velocidades inferiores à velocidade ótima, tem-se $F.cos\alpha < P.sen\ \alpha$. Consequentemente, o veículo tende a se deslocar para o centro da curva e a força $F.Pcos\ \alpha$ inverte seu sentido de atuação, ou seja, o coeficiente *f* torna-se negativo.

Essa fórmula exprime a relação geral entre valores quaisquer de velocidade, raio da curva, superelevação e o correspondente coeficiente de atrito transversal. Deve ser observado que o termo (e+*f*) exprime uma soma algébrica, em que a superelevação pode ser positiva ou negativa (conforme a declividade da pista tenha caimento para o lado interno ou externo da curva, respectivamente), o mesmo sucedendo ao coeficiente de atrito transversal (conforme seu sentido de atuação se oriente para o lado interno ou externo da curva respectivamente).

Para uma dada velocidade e adotando-se simultaneamente os valores máximos admissíveis para a superelevação e para o coeficiente de atrito transversal, decorre o valor do raio mínimo admissível. Os raios mínimos admissíveis recomendados para interseções constam do item 8.5.2.4 – Raios Mínimos para Curvas em Interseções, apresentado mais adiante.

4.3.2 Aceleração

A capacidade de aceleração de um veículo depende da potência transmitida às rodas em cada momento, de seu peso sobre as rodas motrizes, do coeficiente de atrito entre os pneus e o pavimento (que estabelecem um limite acima do qual se produz o deslizamento) e das diversas resistências que se opõem ao movimento. Uma adequada aceleração faz com que um veículo tenha maior capacidade de manobra dentro da corrente de tráfego. A máxima aceleração que se pode obter de um veículo depende também da habilidade do condutor, que nem sempre é capaz de utilizar todas as possibilidades do veículo.

Os valores da aceleração dos carros de passeio nos trechos em nível, normalmente se situam entre 1,4 m/s^2 e 1,8 m/s^2 para velocidades até 65 km/h e decrescem para velocidades maiores. Entretanto, a aceleração máxima possível permitida pela razão peso/potência e pelo coeficiente de atrito entre os pneus e o pavimento pode ser o dobro do valor.

A aceleração dos ônibus e caminhões é substancialmente menor que a dos carros de passeio, particularmente para os caminhões de maior porte. Caminhões pesados e veículos articulados não atingem mais que a aceleração de 0,9 m/s^2 em trechos em nível.

A partir do repouso a aceleração máxima possível dos carros de passeio típicos é de 3,6 m/s^2 em trechos em nível, caindo para 3,0 m/s^2 e 2,6 m/s^2 em subidas com 6 % e 10 % de rampa, respectivamente. Para os grandes veículos de carga os valores são menores, e muitos não podem sustentar velocidades maiores que 25 km/h em rampa de 6 %.

Para efeito de projeto, a aceleração máxima admissível não poderá ser superior à que podem suportar com comodidade o condutor e os passageiros, e deverá atender também as eventuais cargas.

A Figura 8 apresenta o tempo transcorrido e a distância percorrida para um veículo parado atingir a velocidade indicada no gráfico. São fornecidas as curvas correspondentes a carros de passeio, caminhões e semi-reboques.

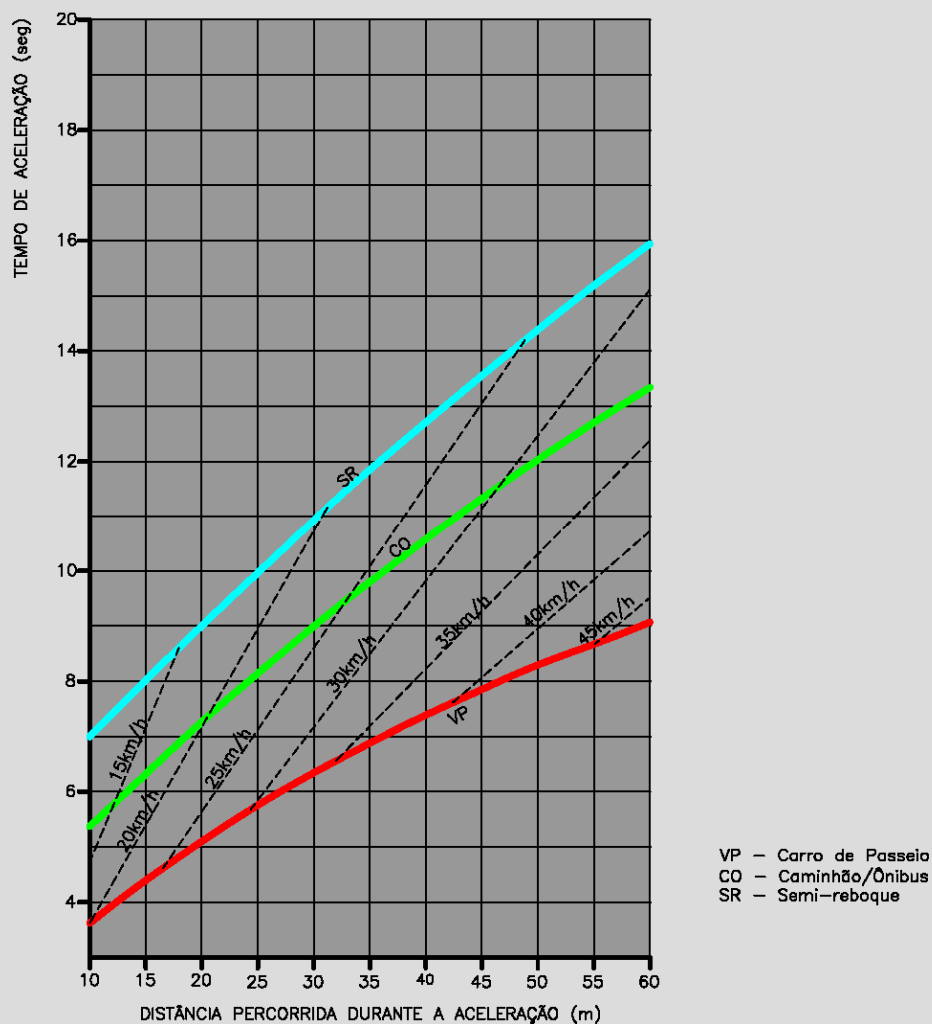



Figura 8 – Tempo transcorrido e distância percorrida para um veículo parado atingir a velocidade indicada

4.3.3 Desaceleração

A força que é necessário aplicar para que um veículo chegue a parar por completo é proporcional à sua massa e à desaceleração com que se efetua a frenagem, ou seja:

$F = m\ d$

onde:

F = força

m = massa do veículo

d = desaceleração do veículo

Por outro lado, a máxima força que se pode aplicar é determinada pelo coeficiente de atrito entre os pneus e o pavimento e pelo peso do veículo, a saber:

$F = \mu\ P$

onde:

F = força

μ = coeficiente de atrito

P = peso do veículo

Logo:

$m\ d = \mu\ P$

Como $P = mg$, sendo g a aceleração da gravidade, tem-se:

$d = \mu\ g$

Esta equação fornece a máxima desaceleração que se pode obter, quando fixado o coeficiente de atrito entre os pneus e o pavimento, que é função do seu estado de conservação, das condições meteorológicas (chuva, neve, etc.) e do tipo dos pneus.

As desacelerações típicas vão de 1,0 a 3,0 m/s^2 durante a primeira fase da frenagem, alcançando 3,5 m/s^2 ao final da mesma. Estas desacelerações, confortáveis para o condutor e passageiro, se superadas tornam-se muito desagradáveis, principalmente para os passageiros que viajam em pé nos ônibus.

Cerca de 90 % dos motoristas desaceleram a mais de 3,5 m/s^2. Esses valores de desaceleração pressupõem que os motoristas se mantêm dentro de sua faixa de tráfego, não perdendo o controle da direção durante a frenagem em um pavimento molhado. Considera-se então que o valor de 3,5 m/s^2, confortável para a maioria dos motoristas, pode ser usado para determinar as distâncias de frenagem.

A experiência mostra que muitos motoristas, ao se confrontarem com obstáculos inesperados, desaceleram a mais de 4,5 m/s^2. Quando a desaceleração ultrapassa 4,5 m/s^2 os passageiros experimentam um grande incômodo e se produz o deslizamento dos objetos dispostos sobre os assentos. Em caso de emergência, chega a 6 m/s^2, mas com perigo de lesões para os passageiros. A desaceleração com as rodas travadas pode atingir valor de 8 m/s^2. O valor da desaceleração é raramente uniforme durante uma derrapagem, embora as análises de acidentes utilizem normalmente valores constantes médios.

Os valores da aceleração e desaceleração dos veículos são freqüentemente parâmetros críticos do projeto das rodovias e interseções. São fundamentais para a determinação dos comprimentos dos ramos de acessos, faixas de subida e de ultrapassagem, faixas de mudança de velocidade e acessos a baias de ônibus.

Curvas de aceleração e de desaceleração para carros de passeio, relacionando velocidades iniciais, distâncias percorridas e velocidades finais atingidas são apresentadas nas Figuras 9 e 10.

As curvas de aceleração fornecem as distâncias percorridas por carros de passeio, para passar com aceleração normal da “velocidade inicial” para a “velocidade alcançada”.

As curvas de desaceleração de carros de passeio são de três tipos: as linhas tracejadas dão as distâncias percorridas com desaceleração confortável para passar da “velocidade inicial” para a “velocidade alcançada”; a linha cheia “X” fornece as distâncias mínimas de frenagem para parada em pavimentos secos; a linha cheia “Y” fornece as distâncias mínimas de frenagem para parada em pavimentos molhados.

Cabe ressaltar que a evolução rápida dos veículos faz com que os valores correntes de aceleração e desaceleração sejam logo ultrapassados.

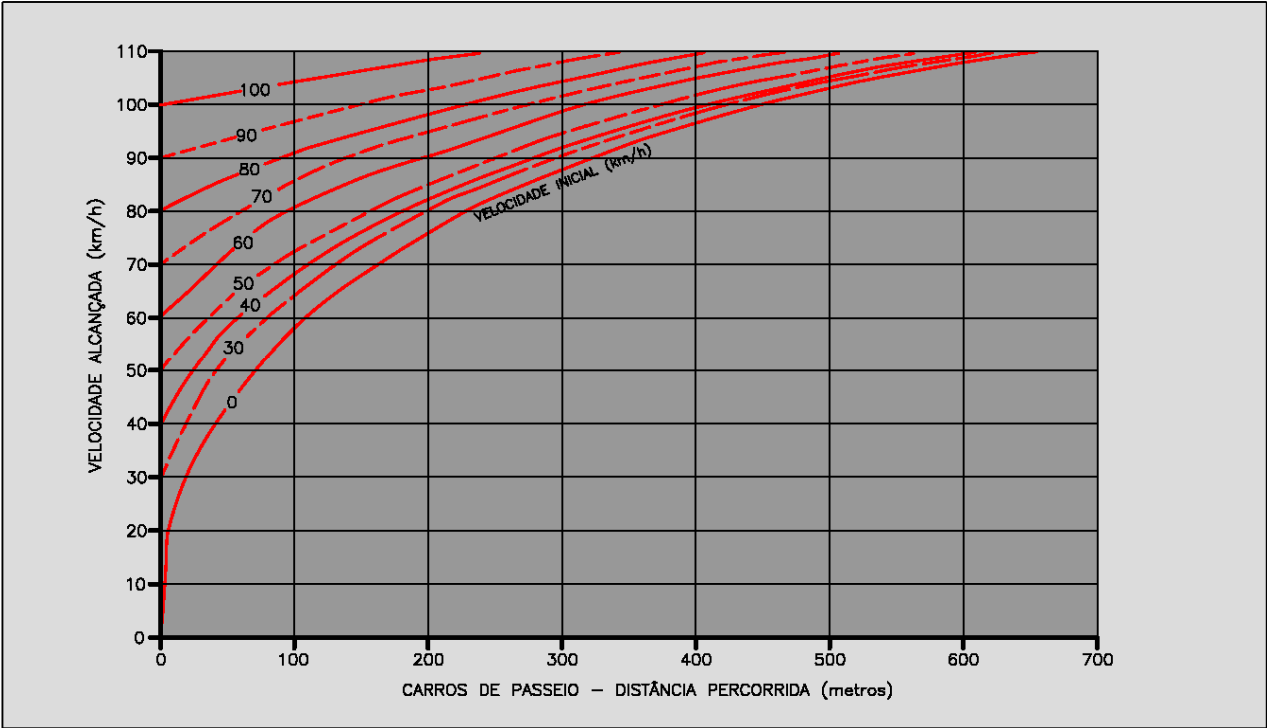



Figura 9 – Distância percorrida para passar com aceleração normal da velocidade inicial para velocidade alcançada (Condições em nível)

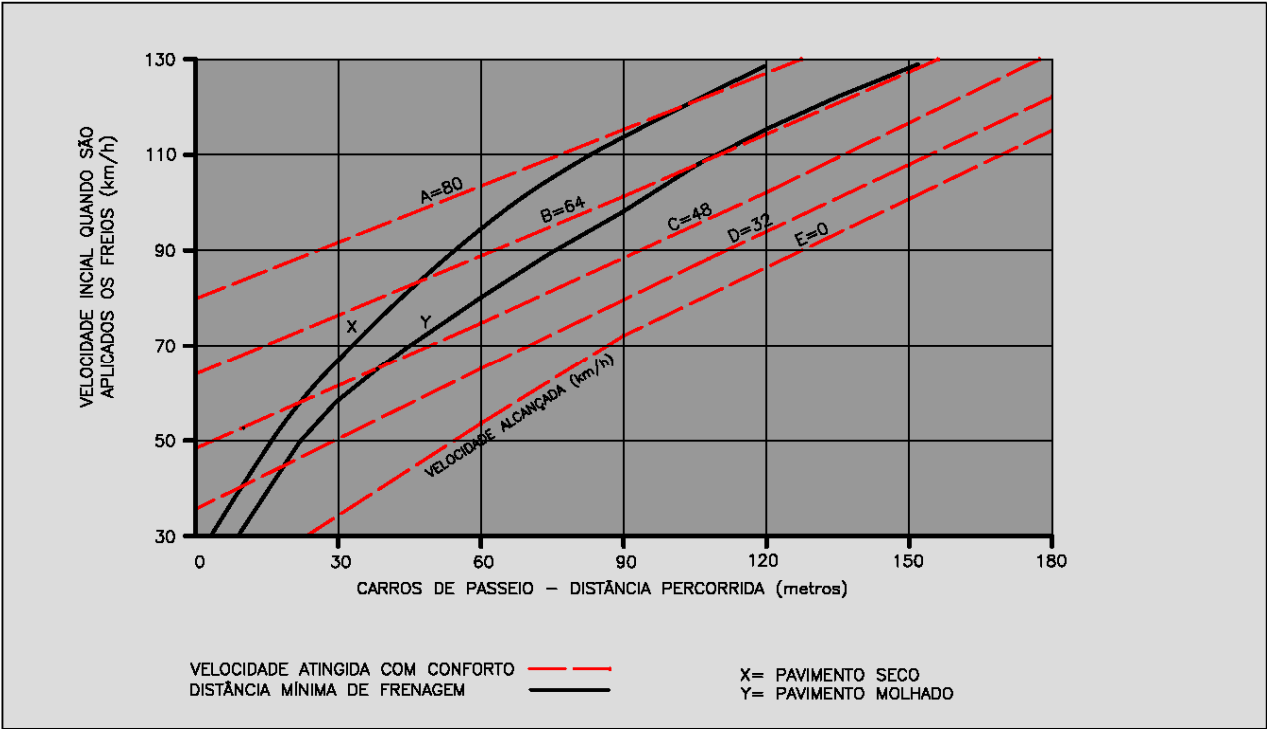



Figura 10 – Comprimentos de desaceleração para veículos de passeio aproximando de interseções

Capítulo 5

Veículos de Projeto

5 VEÍCULOS DE PROJETO

5.1 INFLUÊNCIA NOS ELEMENTOS DO PROJETO

As características físicas dos veículos e a proporção entre os veículos de vários tipos constituem-se em parâmetros que condicionam diversos aspectos do dimensionamento geométrico e estrutural de uma via, por exemplo:

- A largura do veículo influencia a largura da pista de rolamento, do acostamento e dos ramos;
- A distância entre eixos influi no cálculo da superlargura das pistas principais e na determinação da largura e dos raios mínimos internos das pistas dos ramos;
- O comprimento do veículo influencia a largura dos canteiros, a extensão de faixas de armazenagem, a capacidade da rodovia e as dimensões de estacionamentos;
- A relação peso bruto total/potência relaciona-se com o valor da rampa máxima admissível e participa na determinação da necessidade de faixa adicional de subida (terceira faixa);
- O peso bruto admissível dos veículos, conjugado com a configuração dos eixos e a posição do centro de gravidade, influi no dimensionamento e configuração do pavimento, de separadores rígidos e defensas;
- A altura admissível para os veículos condiciona o gabarito vertical sob redes aéreas e viadutos, túneis, sinalização vertical e semáforos.

Ademais, outras características que afetam a dirigibilidade do veículo, tais como, desempenho quanto à aceleração e desaceleração, resposta (sensibilidade) das rodas dianteiras ao giro do volante, sistema de suspensão, freqüência de vibração do conjunto suspensão – massa do veículo, altura dos faróis, etc, que pertencem ao campo específico da engenharia mecânica, também influenciam e são influenciadas pelo projeto da rodovia e suas interseções, embora de forma menos conhecida e determinação mais difícil.

Portanto, para fins de projeto é necessário examinar todos os tipos de veículos, selecionando-os em classes e estabelecendo a representatividade dos tamanhos dos veículos dentro de cada classe. A grande variedade de veículos existentes conduz à escolha, para fins práticos, de tipos

representativos, que em dimensões e limitações de manobra, excedam a maioria dos de sua classe. A estes veículos é dada a designação de *veículos de projeto*, os quais são definidos como veículos cujo peso, dimensões e características de operação servirão de base para estabelecer os controles do projeto de rodovias e suas interseções.

As características dos veículos de projeto recomendados pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), principal responsável pela sua introdução na técnica de projetos rodoviários, servirão de orientação ao presente *Manual* para fixação dos elementos de controle.

5.2 FROTA CIRCULANTE

O conhecimento da natureza dos veículos em circulação é de grande importância para a formação das hipóteses de base, necessárias à determinação das características geométricas, adequadas a cada tipo de projeto.

Da consulta aos levantamentos realizados pela “Comissão de Forecast” do *Sindicato Nacional da Indústria de Componentes para Veículos Automotores* - SINDIPEÇAS, foram preparados diversos quadros com as características gerais dos veículos do país.

a) Evolução da Frota

Na Tabela 3 – *Evolução da Frota de Veículos*, são apresentadas por categoria e total de veículos as seguintes informações:

- Números de veículos em 1985, 1995, 2000 e 2002;
- Taxas de crescimento anual nos intervalos considerados, e no período de 1985 a 2002;
- Participação percentual da categoria na frota de 2002;

Tabela 3 – Evolução da frota de veículos (10^3 veículos)

Categoria	1985	Taxa do intervalo	1995	Taxa do intervalo	2000	Taxa do intervalo	2002	Taxa no período 1985-2002	Particip por categ. em 2002
Automóveis	9.329	3,5%	13.174	3,9%	15.962	3,2%	17.004	3,6%	80%
Comer. Leves	1.486	3,5%	2.103	5,8%	2.785	3,0%	2.953	4,1%	14%
Caminhões	1.146	0,6%	1.222	-1,2%	1.153	-0,4%	1.143	0,0%	5%
Ônibus	164	2,9%	218	1,3%	233	2,3%	244	2,4%	1%
Total	12.125	3,3%	16.717	3,8%	20.133	3,0%	21.344	3,4%	100%

Fonte: SINDIPEÇAS

Verifica-se que a frota nacional de veículos no ano de 2002 era constituída por 80% de carros de passeio, 14% de veículos comerciais leves, 1% de ônibus e 5% de caminhões. No que se refere aos veículos em tráfego nas rodovias rurais, as contagens permanentes realizadas no Plano Nacional de Contagem de Trânsito de 1996 (PNTC) mostraram que os automóveis representavam cerca de 56,2% dos veículos, os ônibus 7,6% e os caminhões 36,2%. Esses valores podem ainda ser considerados como representativos, já que as mudanças na composição do tráfego são relativamente lentas. Observa-se que esses dados vêm comprovar a natureza mista do tráfego rodoviário no Brasil, ao contrário do que sucede nas rodovias americanas, em que é bem inferior a percentagem de veículos comerciais pesados (ônibus e caminhões).

Cabe salientar que o volume de veículos tem crescido nos últimos 18 anos a uma taxa média anual de 3,4%, com estabilização do número de veículos de carga. Espera-se, todavia, que a recuperação da malha rodoviária aliada ao desenvolvimento da agropecuária traga uma maior participação dos caminhões na frota nacional.

b) Distribuição dos Automóveis e Veículos Comerciais Leves

Na Tabela 4 – *Distribuição dos Automóveis e Veículos Comerciais Leves*, são apresentadas por categoria e tipo de veículos as seguintes informações:

- Participação percentual do tipo de veículo dentro da categoria;
- Modelos que compõem os diversos tipos de veículos.

Tabela 4 – Distribuição dos automóveis e veículos comerciais leves (ano 2002)

Categoria de veículo	Tipo de veículo	Modelos	Distribuição percentual
Automóveis	Pequenos	Hatch (Popular, Pequeno), Sedan (Popular, Pequeno), SW-Popular, Conversível	59,2%
	Médios	Hatch Médio, Sedan Médio, Cupê, Minivan, Utilitário Esportivo	25,4,%
	Grandes	Sedan Grande, SW	15,4%
	Total		100,0%
Comerciais Leves	Pequenos	Pickup (Popular, Pequeno), Furgão (Popular, Pequeno), Jeep	45,6%
	Médios	Pickup, Utilitário Esportivo, Furgão Médio	18,7%
	Grande	Pickup Grande, Furgão Grande	19,0%
	Van	Van	16,7%
	Total		100,0%

Fonte: SINDIPEÇAS

Os dados obtidos mostram a predominância dos veículos de pequeno porte na frota em circulação.

c) Evolução da Frota de Caminhões

Na Tabela 5 – *Evolução da Frota de Caminhões por Tipo de Veículo*, são apresentados por tipo de caminhão as seguintes informações:

- Classificação em função do número e tipo de eixos, ou enquadramento em veículo articulado;
- Peso Bruto Total correspondente (PBT = tara + carga);
- Participação dos vários tipos na composição da frota de caminhões no período de 1985 a 2002.

Tabela 5 – Evolução da frota de caminhões por tipo de veículo

Tipo de caminhão	Classificação	Participação na frota de caminhões					
		1985	1990	1995	2000	2001	2002
Semileves/Leves	Dois eixos simples com rodagem simples (3,5t < PBT < 10,0t)	42,5%	42,6%	40,0%	37,2%	36,6%	37,4%
Médios	Eixo simples com rodagem simples e eixo simples com rodagem dupla (10,0t < PBT < 15,0t)	45,0%	44,1%	42,7%	41,4%	41,1%	39,3%
Semipesados/ Pesados	Eixo simples com rodagem simples e eixo em tandem duplo ou triplo (15,0t < PBT < 40,0t)	7,6%	9,0%	13,2%	19,1%	20,5%	21,9%
Articulados	Semi-reboques e reboques (15,0t < PBT < 45,0t)						
Diversos	-	4,9%	4,3%	4,1%	2,3%	1,8%	1,4%
Total		100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%

Fonte: SINDIPEÇAS

Verifica-se que os caminhões leves e médios vêm sendo substituídos por caminhões de maior porte, provocando estabilização do número global de veículos de carga, conforme se observa na Tabela 3. Informações da indústria automobilística confirmam a tendência de aumentar a participação dos caminhões articulados, de maior capacidade de carga.

d) Participação dos Veículos Importados

A participação de veículos importados tem crescido nos últimos anos, passando de 4% da frota nacional em 1995 para 9% em 2002. A pequena diferença das características desses veículos em relação aos nacionais não justifica, entretanto, a alteração dos critérios que vêm sendo adotados na definição dos veículos de projeto.

5.3 CARACTERÍSTICAS DOS VEÍCULOS E TENDÊNCIAS

A tendência atual dos carros americanos aponta claramente para uma diminuição de dimensões, embora ainda continuem maiores que os europeus. Pela evolução experimentada por esses veículos, as dimensões máximas, exceto a altura, se mantiveram estáveis de 1945 até pouco antes de 1960, quando começaram a surgir os carros de menores dimensões, que tendem a se reduzir cada vez mais.

De extrema importância é a posição ocupada pelo motorista dentro do veículo, pois não só afeta a sua comodidade como é determinante na distância de visibilidade. A tendência seguida a este respeito pelos construtores de automóveis tem sido similar em todo o mundo. Assim por exemplo, nos Estados Unidos a altura dos olhos do condutor médio passou de 1,47 m em 1936 a 1,19 m em 1961, chegando atualmente a 1,07 m para fins de projeto. Da mesma forma, na Inglaterra entre os anos 1950 e 1962 se passou de 1,38 m a 1,24 m nos automóveis grandes e de 1,34 m a 1,15 m nos automóveis pequenos. Verifica-se que esta medida tende a estabilizar-se entre 1,00 m e 1,10 m. No caso dos caminhões americanos a altura dos olhos do motorista varia entre 1,80 m e 2,40 m, este último valor normalmente adotado para fins de projeto.

Com relação ao *raio mínimo de giro*, ele é condicionado pela largura, distância entre eixos e comprimento total do veículo. Basicamente, é definido pelo raio da trajetória descrita pela roda externa dianteira, quando o veículo executa seu giro mais fechado possível a baixa velocidade, em geral nunca superior a 15 km/h. Historicamente, no Brasil os ônibus urbanos e os caminhões articulados têm aumentado de tamanho e, de um modo geral, têm apresentado maiores raios de giro.

5.4 LEGISLAÇÃO RELATIVA ÀS DIMENSÕES E PESO DE VEÍCULOS

O documento legal em vigor no Brasil pertinente ao trânsito nas vias terrestres do território nacional é o *Código de Trânsito Brasileiro – CTB*, instituído pela Lei nº 9.503, de 23 de setembro de 1997, cuja resolução nº 12, de 6 de fevereiro de 1998, estabelece limites de dimensões e peso para veículos em trânsito livre, convindo destacar:

- Largura máxima: 2,60m;
- Altura máxima (incluída a carga): 4,40m
- Comprimento total máximo:

  a) veículos simples: 14,00m

b) veículos articulados: 18,15m

c) veículos com reboque: 19,80m

- Peso bruto total por unidade ou combinações de veículos: 45t
- Peso bruto por eixo isolado: 6t (rodagem simples) ou 10t (rodagem dupla)
- Peso bruto por conjunto de dois eixos em tandem: 17t
- Peso bruto por conjunto de dois eixos não em tandem: 15t
- Peso bruto por conjunto de três eixos em tandem: 25t
- Peso bruto por conjunto de dois eixos com total de seis pneumáticos interligados por suspensão especial: 9t a 13,5t

5.5 VEÍCULOS TIPO

Considerando a pequena divergência entre os veículos – tipo nacionais e os americanos e em vista da ausência de estudos mais completos que permitam fixar com suficiente precisão as dimensões e características dos veículos de projeto para nossas condições, serão recomendados aqueles usados pela AASHTO, com designações mais apropriadas ao nosso idioma. São cinco tipos básicos de veículos de projeto, a serem adotados em cada caso conforme as características predominantes do tráfego:

VP - Representa os veículos leves, física e operacionalmente assimiláveis ao automóvel, incluindo minivans, vans, utilitários, pick-ups e similares.

CO - Representa os veículos comerciais rígidos, não articulados. Abrangem os caminhões e ônibus convencionais, normalmente de dois eixos e quatro a seis rodas.

O - Representa os veículos comerciais rígidos de maiores dimensões. Entre estes incluem-se os ônibus urbanos longos, ônibus de longo percurso e de turismo, bem como caminhões longos, freqüentemente com três eixos (trucão), de maiores dimensões que o veículo **CO** básico. Seu comprimento aproxima-se do limite máximo legal admissível para veículos rígidos.

SR - Representa os veículos comerciais articulados, compostos de uma unidade tratora simples (cavalo mecânico) e um semi-reboque. Seu comprimento aproxima-se do limite máximo legal para veículos dessa categoria.

RE - Representa os veículos comerciais com reboque. É composto de um caminhão trator trucado, um semi-reboque e um reboque, e que mais se aproxima do veículo conhecido como bitrem. Seu comprimento é o máximo permitido pela legislação.

A Tabela 6 resume as principais dimensões básicas dos veículos de projeto recomendados para utilização nos projetos de rodovias, interseções e instalações correlatas.

Tabela 6 - Principais dimensões básicas dos veículos de projeto (em metros)

Designação do veículo / Características	Veículos leves (VP)	Caminhões e ônibus convencio-nais (CO)	Caminhões e ônibus longos (O)	Semi-reboques (SR)	Reboques (RE)
Largura total	2,1	2,6	2,6	2,6	2,6
Comprimento total	5,8	9,1	12,2	16,8	19,8
Raio min. da roda externa dianteira	7,3	12,8	12,8	13,7	13,7
Raio min. da roda interna traseira	4,7	8,7	7,1	6,0	6,9

As dimensões desses veículos e seus menores valores de giro estão graficamente representados nas Figuras 11 a 15, ao final deste capítulo, permitindo, mediante o emprego de reproduções transparentes, a verificação de condições limite.

Embora o veículo de projeto **O** tenha comprimento inferior aos 14 metros permitidos pela legislação, cobre a imensa maioria dos veículos dessa categoria em operação no país, não se justificando portanto adotar dimensões maiores, mesmo porque verifica-se uma tendência atual em fabricar veículos menores e mais ágeis.

No que se refere ao veículo de projeto **SR,** cabe observar que há veículos em operação com o comprimento máximo admissível um pouco maior que o fixado. Quando isto ocorrer recomenda-se que se mantenha o raio externo e se dê, além da largura definida pelo gabarito, uma superlargura para o lado interno da curva da ordem de 1,80 m.

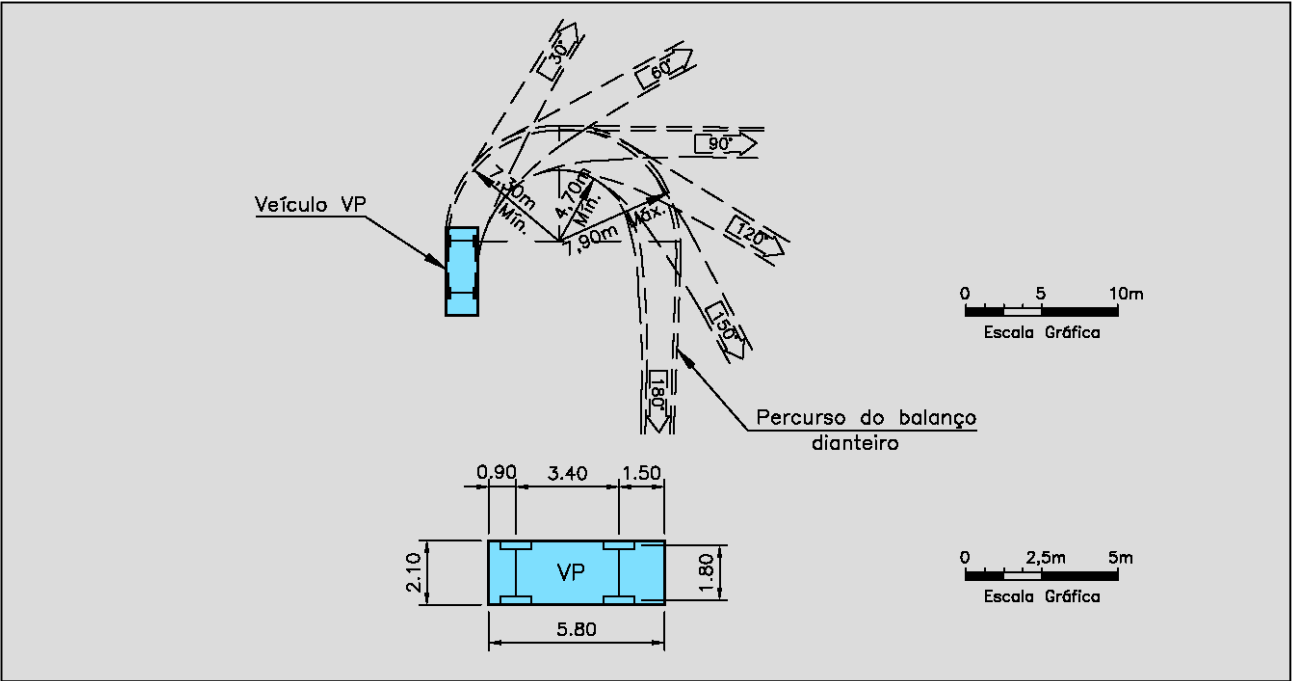



Figura 11 – veículo de projeto VP

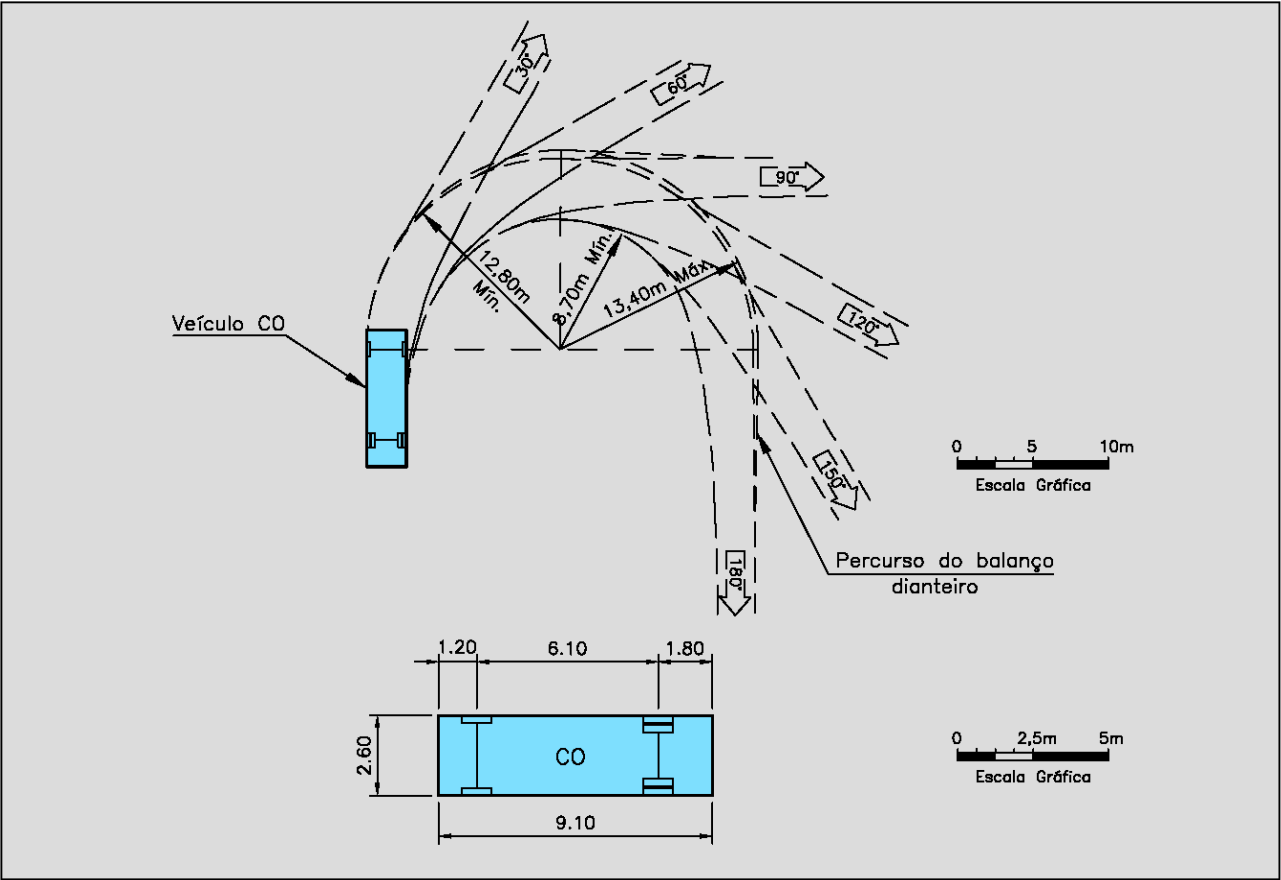



Figura 12 - veículo de projeto CO

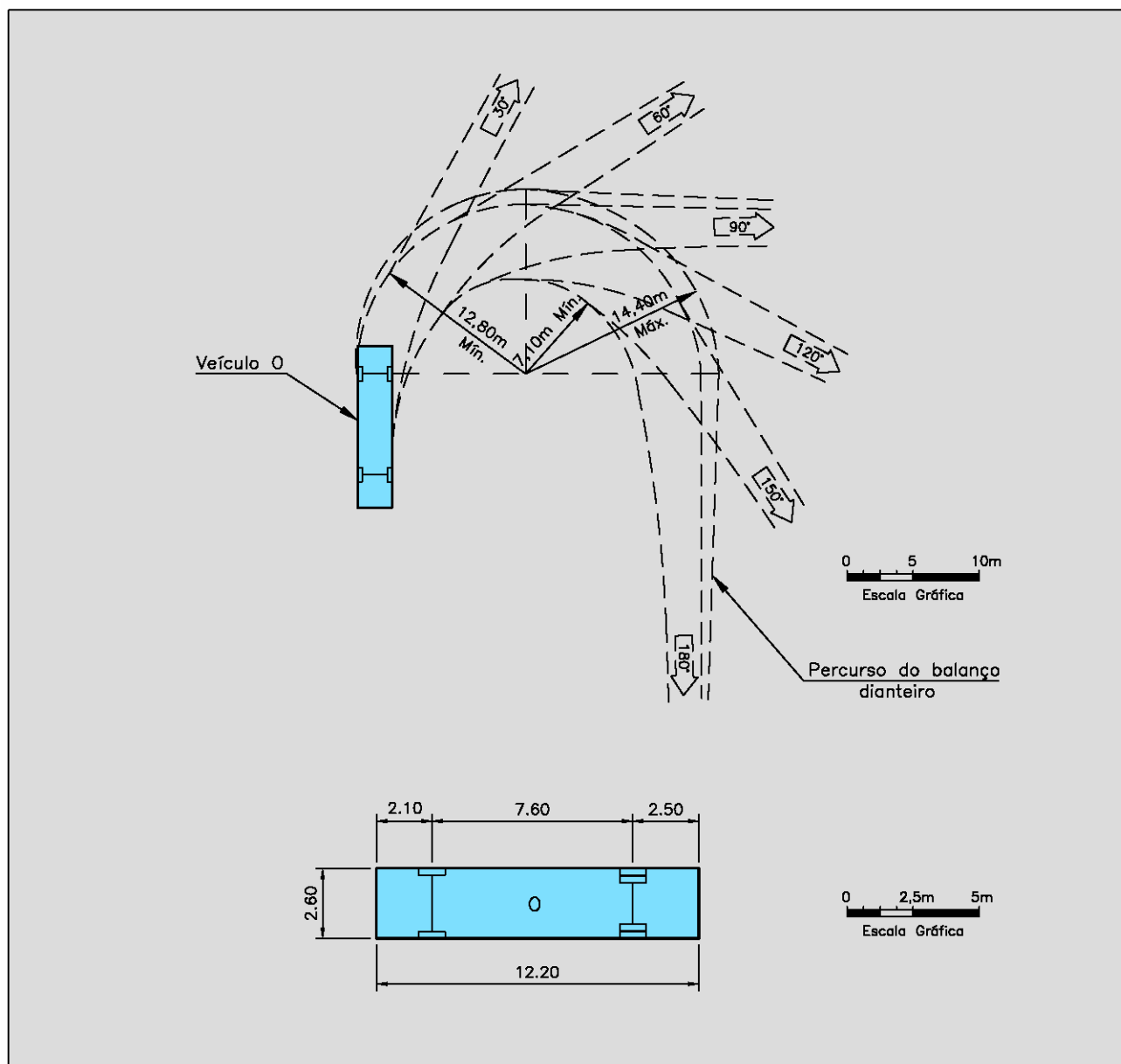



Figura 13 – Veículo de projeto O

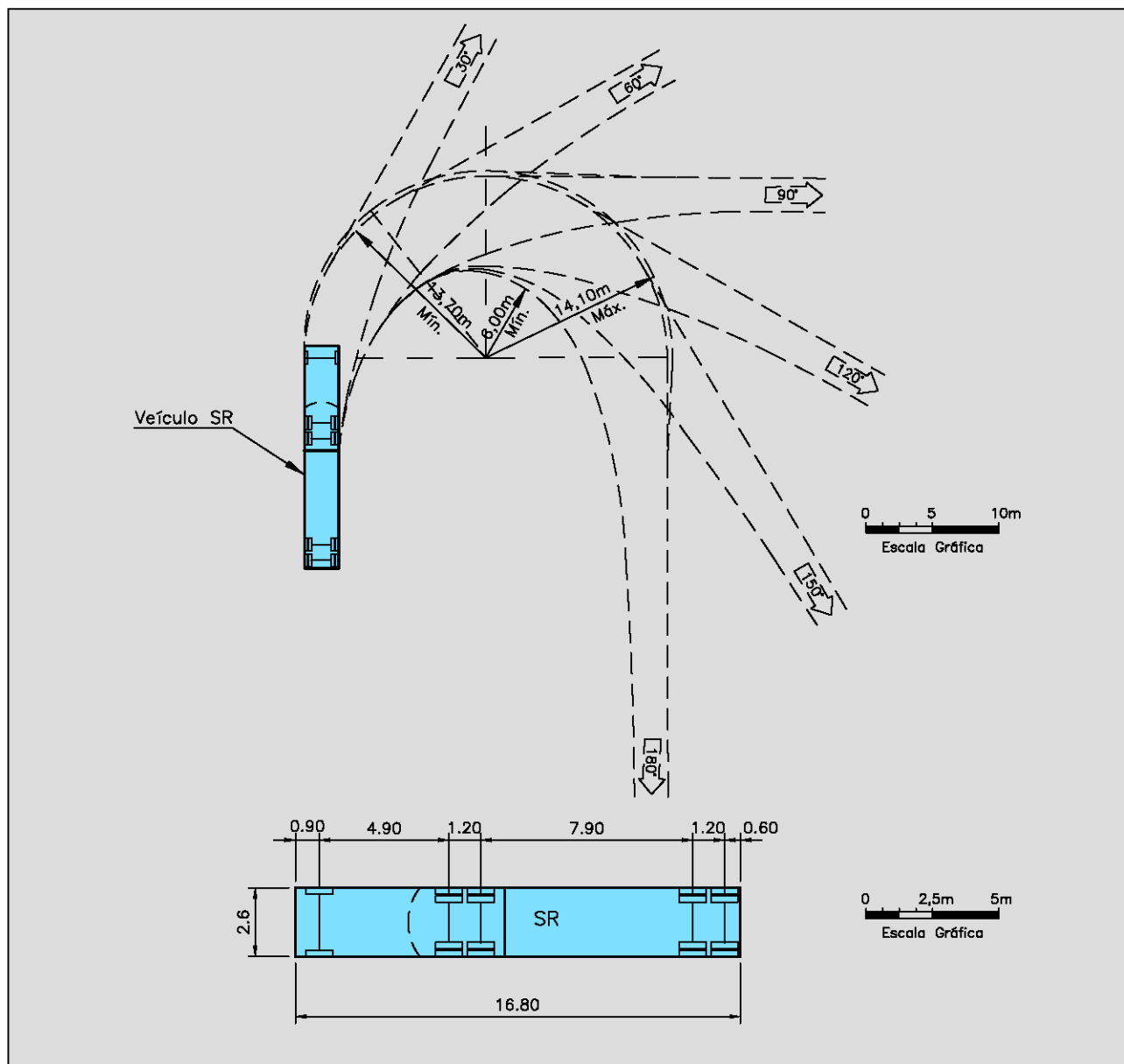



Figura 14 - Veículo de projeto SR

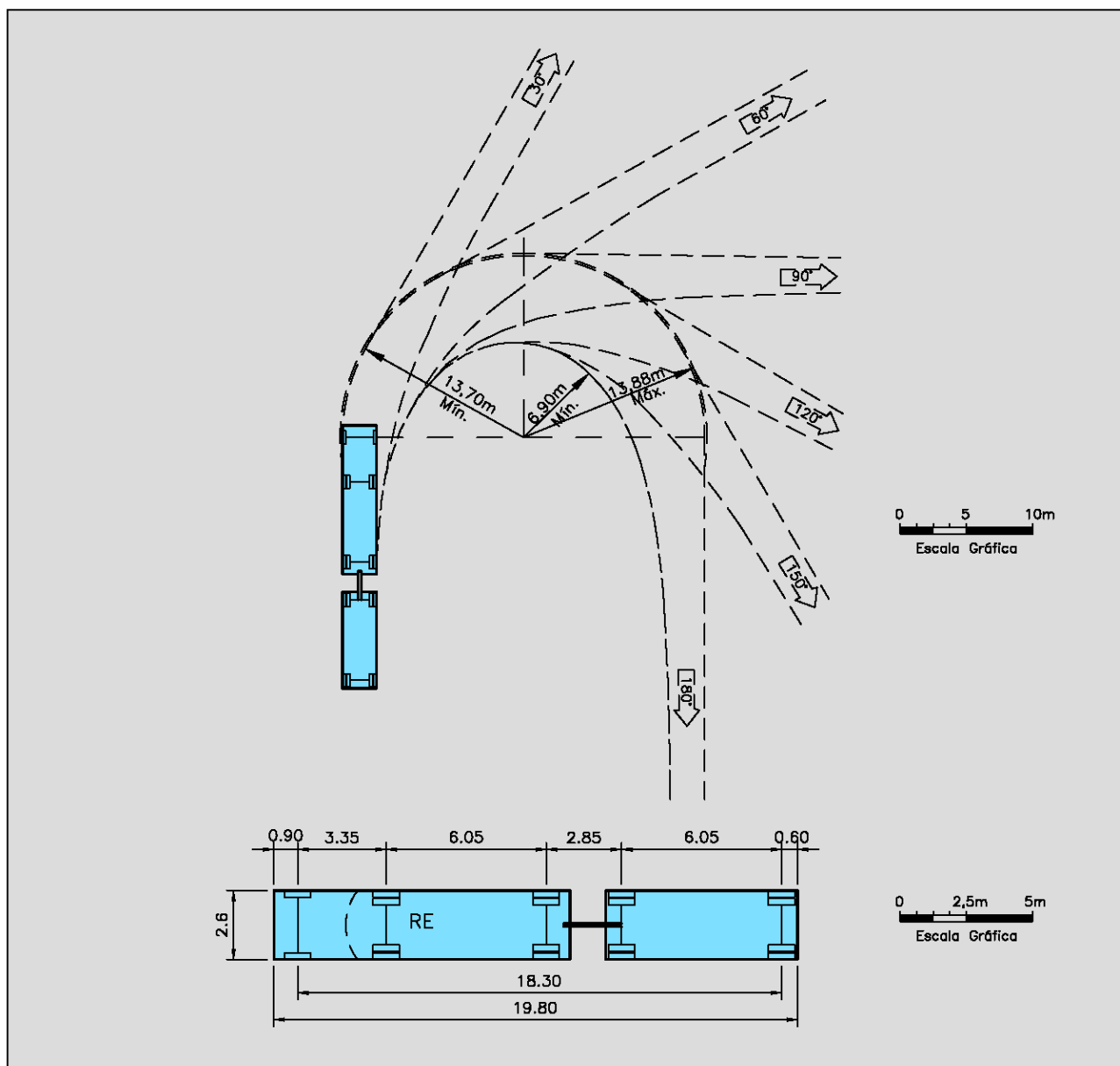



Figura 15 – Veículo de projeto RE

5.6 ESCOLHA DO VEÍCULO DE PROJETO

Projetar uma rodovia ou uma interseção para um determinado veículo de projeto significa, em termos gerais, que todos os veículos com características ou dimensões iguais ou mais favoráveis que as do veículo de projeto terão condições operacionais iguais ou mais favoráveis que o veículo de projeto. Isso não significa que veículos com características mais desfavoráveis que as do veículo de projeto adotado (que por definição representam uma parcela muito pequena do tráfego), fiquem impossibilitados de percorrer a rodovia (pistas principais, marginais, interseções, acessos, etc). Significa, principalmente, que estarão sujeitos em algumas situações a condições operacionais menos favoráveis do que as mínimas estabelecidas. Essas condições representam um padrão mínimo de dirigibilidade e conforto de viagem julgado adequado (p. ex., velocidades em rampas; afastamento dos bordos ou meios-fios de ramos de interseções ou mesmo a possibilidade de ultrapassagem de um veículo imobilizado; velocidade e dirigibilidade em ramos ou curvas de concordância com raios pequenos, etc.), sem demoras e inconveniências que possam ser consideradas excessivas.

O veículo de projeto a ser escolhido deverá abranger e cobrir os veículos representativos da frota, de modo que a participação dos veículos remanescentes com características mais desfavoráveis seja reduzida ao mínimo e os efeitos adversos conseqüentes possam ser desprezados. Essa escolha deve levar em consideração a composição do tráfego que utiliza ou utilizará a interseção, obtida de contagens de tráfego e de projeções que considerem o futuro desenvolvimento da área.

Ao mesmo tempo, a escolha do veículo de projeto para uma determinada interseção não deve ser baseada apenas nos tipos de veículos a utilizá-la, mas também na natureza do elemento de projeto considerado. Por exemplo, o gabarito vertical é estabelecido em função dos veículos de maior altura; os raios dos ramos de interseções podem ser projetados para a operação normal por caminhões convencionais, quando o número de semi-reboques que deverá utilizar o ramo for relativamente pequeno; as distâncias de visibilidade são estabelecidas a partir da altura dos olhos dos motoristas de automóveis pequenos, etc.

Como orientação geral, a seleção de um veículo de projeto deve considerar:

- Nos casos de utilização primordialmente por veículos de passeio (tais como, rodovias e interseções de acesso a pontos turísticos, interseções mínimas com rodovias vicinais, parques de estacionamento, etc.), o veículo de projeto adequado freqüentemente será o veículo **VP**.

- Nas rodovias brasileiras há normalmente uma considerável participação de veículos comerciais rígidos (ônibus e veículos de carga/ou caminhões convencionais), de modo que os mesmos tendem a condicionar as características de projeto da via. De fato, conforme já observado anteriormente os caminhões das categorias semileve, leve e médio, que pertencem ao tipo **CO**, representam cerca de 77% da frota de caminhões. Considerando ainda que grande parte dos ônibus se enquadra no mesmo tipo, em princípio o veículo de projeto a adotar deverá ser o veículo **CO**.

- Nas principais áreas urbanas os ônibus longos (**O**) costumam ter participação expressiva, devendo ser verificada a conveniência de utilizá-lo como veículo de projeto.

- Onde a participação de semi-reboques, existente ou prevista, for significativa ou se situar acima da média, bem como nos casos de interseções cujo objetivo for o de servir terminais de cargas, centros de abastecimento, depósitos de materiais de construção, veículos de transporte de automóveis ou situações semelhantes, caberá empregar o veículo **SR**.

- Nas interseções de vias expressas com vias arteriais que apresentem volumes expressivos de tráfego, nas que dão acesso a áreas industrializadas, fazendas de cana de açúcar e de corte de madeira, depósitos de grãos e fertilizantes, e outras situações semelhantes, desde que se espere ocorrência relevante de veículos com reboques, o veículo **RE** deve ser considerado.

Capítulo 6

Classificação das Interseções

6 CLASSIFICAÇÃO DAS INTERSEÇÕES

São utilizados vários critérios, todos válidos em vista do aspecto que procuram destacar. É preciso, no entanto, observar que às vezes uma interseção participa das características de mais de um dos tipos fundamentais que serão apresentados, especialmente quando os problemas de circulação são complexos.

Basicamente, há dois grandes grupos definidos em função dos planos em que se realizam os movimentos de cruzamento: *Interseções em Nível* e *Interseções em Níveis Diferentes*.

6.1 INTERSEÇÕES EM NÍVEL

As interseções em nível podem ser definidas:

a) Em função do número de ramos:
- *Interseção de três ramos ou "T"*: interseção em nível com três ramos. A designação "T" decorre de ser comum que um dos ramos se situe no prolongamento de outro.
- *Interseção de quatro ramos*: interseção em nível com quatro ramos.
- *Interseção de ramos múltiplos*: interseção em nível com cinco ou mais ramos.

b) Em função das soluções adotadas:
- *Mínima*: solução sem nenhum controle especial, aplicável normalmente onde o volume horário total (dois sentidos) em termos de (UCP) da via principal for inferior a 300 e o da via secundária for inferior a 50.
- *Gota*: solução que adota uma ilha direcional do tipo "gota" na via secundária com a função de disciplinar os movimentos de giro à esquerda.
- *Canalizada*: solução em que os movimentos do tráfego têm suas trajetórias definidas pela sinalização horizontal, por ilhas e outros meios, com o objetivo de minimizar os seus conflitos.
- *Rótula (rotatória)*: solução em que o tráfego se move no sentido anti-horário ao redor de uma ilha central.
- *Rótula vazada*: solução em que as correntes diretas da via principal atravessam uma ilha central, em torno da qual as demais correntes circulam no sentido anti-horário.

c) Em função do controle de sinalização:
- *Sem sinalização semafórica (luminosa)*: típica de zonas rurais onde o fluxo é controlado por sinalização horizontal e vertical.

- *Com sinalização semafórica (luminosa)*: típica de zonas urbanas onde o fluxo é controlado por semáforo;

Alguns tipos de interseção em nível são ilustrados nas Figuras 16 a 21.

Figura 16 – Interseção tipo gota

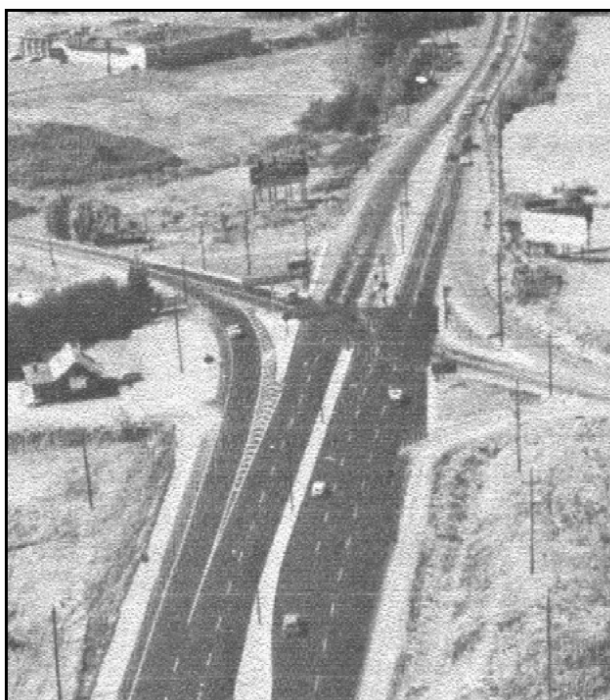



Figura 17 – Interseção canalizada I

Figura 18 – Interseção canalizada II

Figura 19 – Interseção com sinalização semafórica

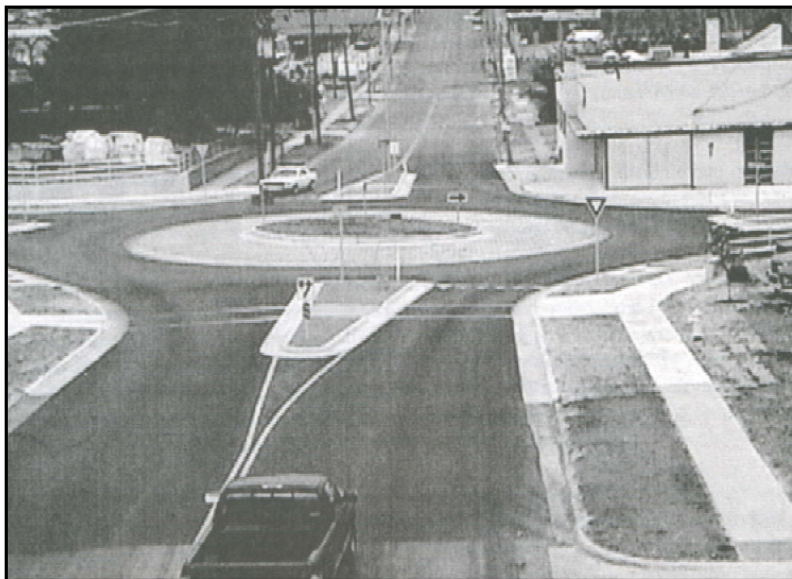



Figura 20 - Rótula

Figura 21 – Rótula vazada

6.2 INTERSEÇÕES EM NÍVEIS DIFERENTES

As interseções em níveis diferentes podem ser de dois tipos gerais:

a) *Cruzamento em níveis diferentes sem ramos*: quando não há trocas de fluxos de tráfego entre as rodovias que se interceptam, ou seja, o cruzamento em desnível não tem ramos de conexão. As vias se cruzam em níveis diferentes por meio de estruturas de separação dos greides. Esses cruzamentos são designados por:

- *Passagem Superior*: quando a rodovia principal passar sobre a via secundária.
- *Passagem Inferior*: quando a rodovia principal passar sob a via secundária.

b) *Interconexão*: quando, além do cruzamento em desnível, a interseção possui ramos que conduzem os *veículos* de uma via à outra. Normalmente as interconexões são classificadas em sete tipos básicos:

- *Interconexão em "T" ou "Y"*: interconexão com três ramos. O aspecto geral do projeto faz com que seja designada por *"T" ou "Y"*. Quando uma das correntes de tráfego de um ramo executar giro próximo de 270° a interconexão é designada por *"trombeta"*.
- *Diamante*: interconexão em que a via principal apresenta, para cada sentido, uma saída à direita antes do cruzamento e uma entrada à direita após o mesmo. As conexões na via secundária são interseções em nível.
- *Trevo completo*: interconexão em que, nos quatro quadrantes, os movimentos de conversão à esquerda são feitos por laços *(loops)* e à direita por conexões externas aos laços.
- *Trevo parcial*: interconexão formada pela eliminação de um ou mais ramos de um trevo completo, apresentando pelo menos um ramo em laço.
- *Direcional*: interconexão que utiliza ramos direcionais para os principais movimentos de conversão à esquerda. Quando todos os movimentos de conversão são feitos por ramos direcionais a interconexão diz-se *"totalmente direcional"*.
- *Semidirecional*: interconexão que utiliza ramos semidirecionais para os principais movimentos de conversão à esquerda.
- *Giratório*: interconexão que utiliza uma interseção rotatória (rótula) na via secundária.

Conceitos, detalhes e especificações complementares são apresentados nas seções pertinentes, Capítulos 8 e 9. Alguns tipos de interseção em níveis diferentes são ilustrados nas Figuras 22 a 29.

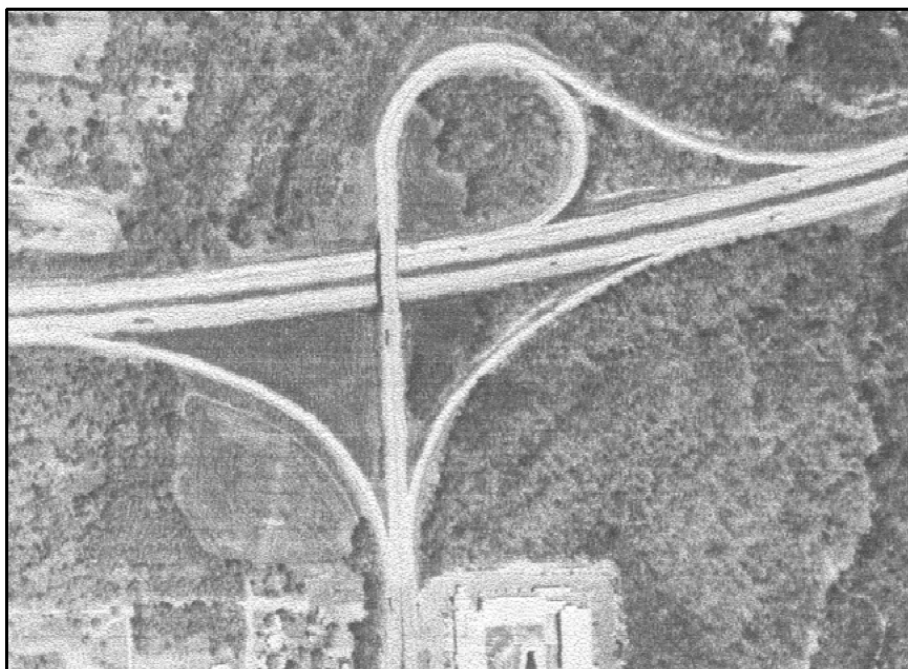



Figura 22 – Trombeta

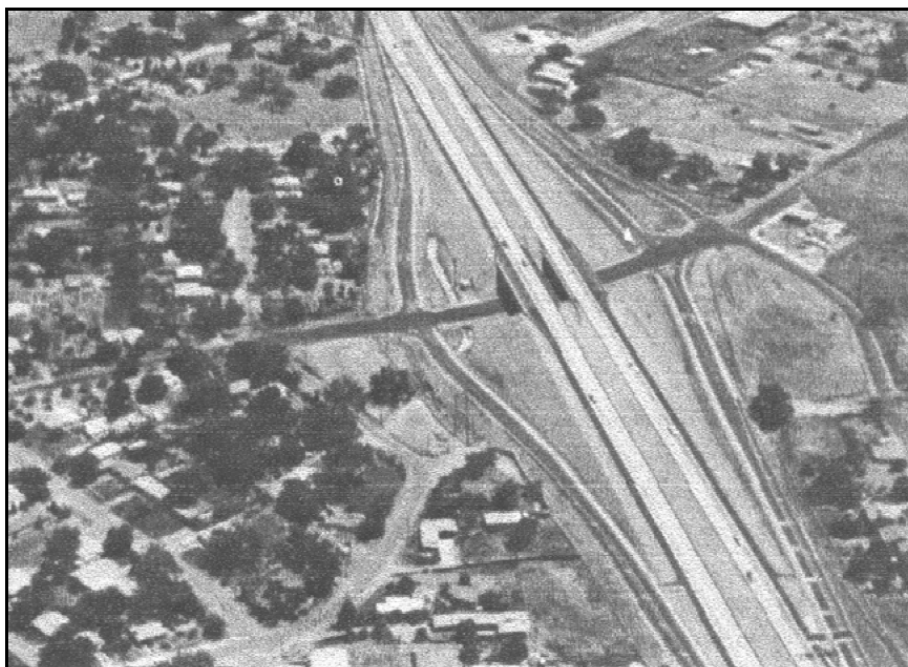



Figura 23 - Diamante

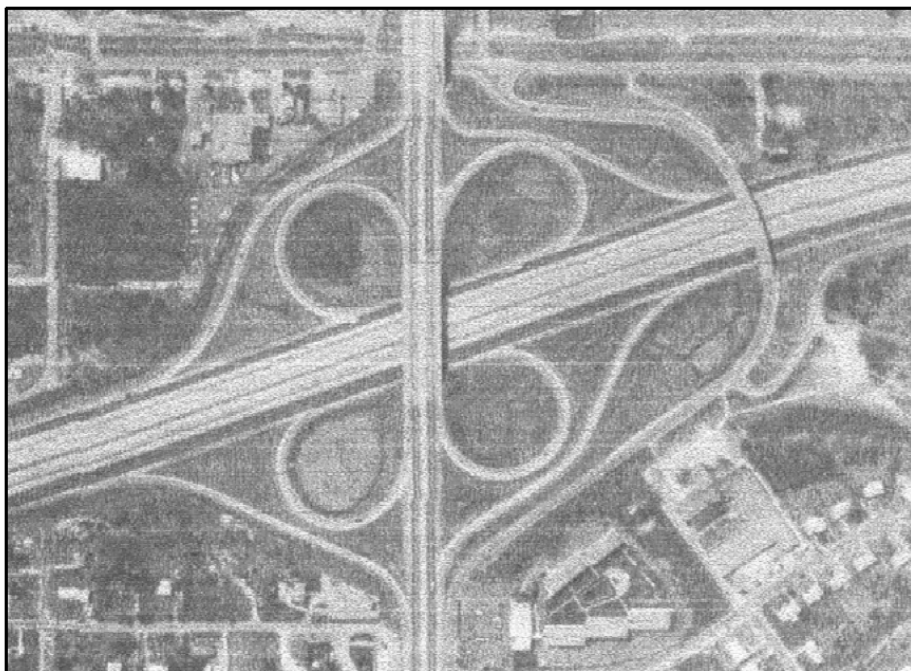



Figura 24 – Trevo completo

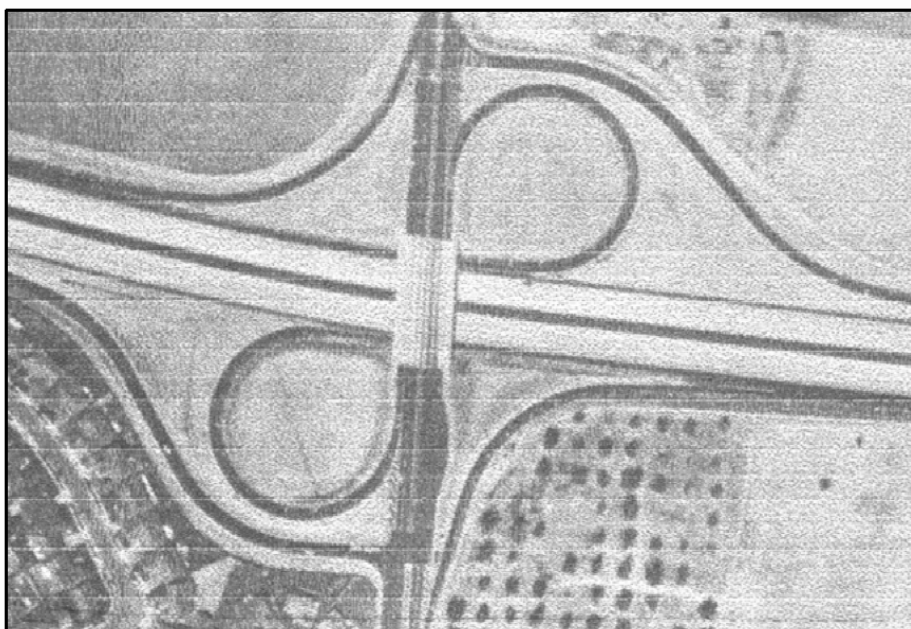



Figura 25 – Trevo parcial

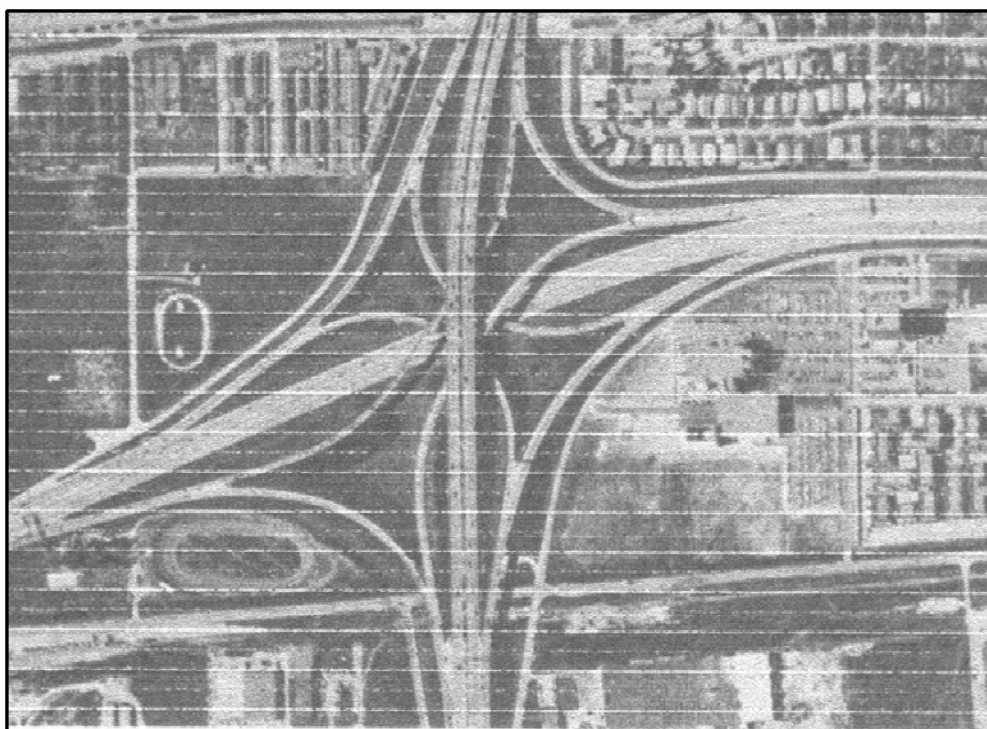



Figura 26 – Direcional I

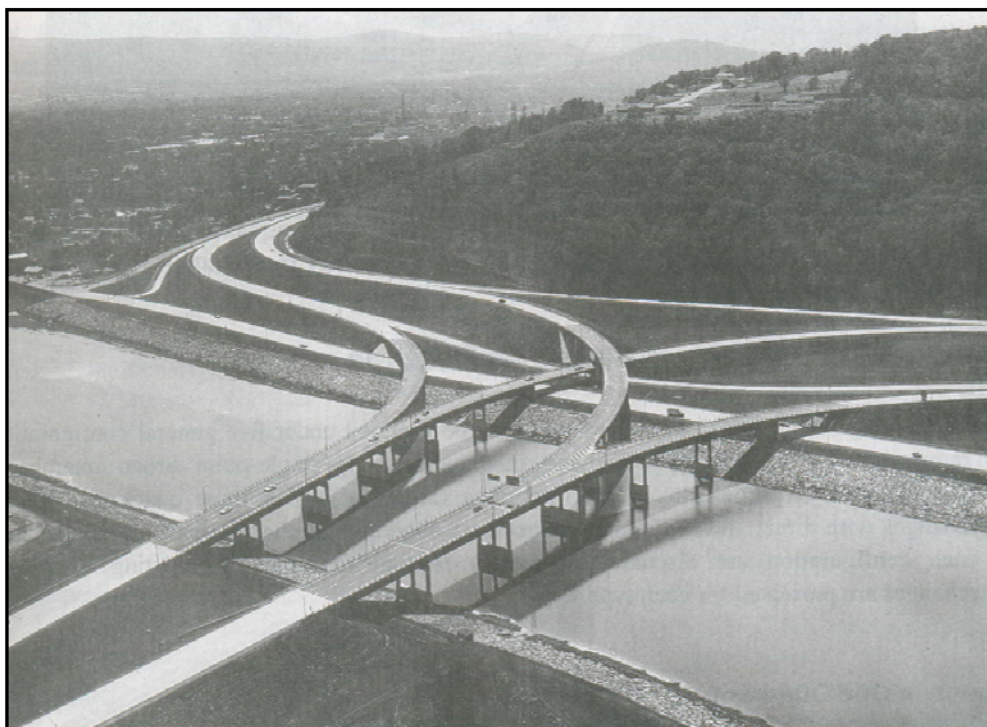



Figura 27 – Direcional II

Figura 28 – Semidirecional com laços

Figura 29 - Giratório

Capítulo 7

Critérios para Determinação do Tipo de Interseção

7 CRITÉRIOS PARA DETERMINAÇÃO DO TIPO DE INTERSEÇÃO

Praticamente não existem critérios generalizados que possam definir, com precisão, o tipo de interseção a ser adotado para determinadas condições. Tal impossibilidade justifica-se:

a) Pelo fato de que essa escolha se constitui num problema complexo, que envolve volumes de tráfego, velocidades, diferentes tipos de veículos, aspectos topográficos, orçamentos e, sobretudo, o grau de aleatoriedade na distribuição do tráfego;

b) Pelo reduzido número de estudos e pesquisas realizadas em outros países que, além do seu caráter local, não possuem o desejado grau de precisão.

Existem, porém, condições gerais que podem justificar a adoção de um ou outro tipo específico, dependendo de fatores de terreno, de tráfego, de circulação, de segurança e de custos. O exame desses fatores conduz a uma série de critérios de seleção para o tipo de interseção a adotar em cada caso e que são apresentados a seguir:

7.1 CRITÉRIOS PARA ENQUADRAMENTO NOS TIPOS BÁSICOS

7.1.1 Normas Suecas

O projeto das interseções de uma rodovia exige uniformidade no trato dos conflitos de tráfego, sendo importante que os usuários saibam o que esperar pelo simples aspecto da interseção. Não devem ter surpresas nem dificuldade em saber que caminho a tomar em cada interseção. É necessário, portanto, que haja normas gerais para escolha da solução a adotar em cada caso. As *Normas Suecas* (*Vägutformning 94*), publicadas em 2002, orientam por meio de fórmulas, gráficos e recomendações diversas, quais os tipos de solução a adotar, uniformizando os projetos em suas linhas gerais.

7.1.1.1 Tipos de interseções

Cada ponto de conflito de tráfego exige uma forma adequada de tratamento para que se tenha a melhor solução em termos de fluência e segurança. O projeto de uma interseção freqüentemente atende a diversos tipos de pontos de conflito, sendo constituído por uma combinação das soluções correspondentes a esses pontos. Nas *Normas Suecas* as interseções de rodovias foram divididas em sete tipos, designados de *A* até *G*. Levando em consideração as condições de trânsito nas rodovias de menor porte, foram grupadas em *Interseções Menores*, *A*, *B*, *C*, *G*, e *Interseções Maiores*, *D*, *E*, *F*.

a) Interseções Menores (A, B, C, G)

As *Interseções Menores* caracterizam-se por não incluírem medidas substanciais para a melhoria da circulação dos fluxos de tráfego entre as rodovias.

As interseções dos *tipos A, B, C* são usadas em rodovias rurais e urbanas, tanto na rede principal como na rede local. As interseções do *tipo G* são recomendadas nestas normas apenas para centros urbanos.

Uma variação da Interseção Menor com 4 Ramos é a Interseção Deslocada.

- Tipo A (Interseção mínima)

A *interseção tipo A* (Figura 30) não tem ilhas canalizadoras do tráfego. Geralmente há uma faixa de trânsito para cada movimento.

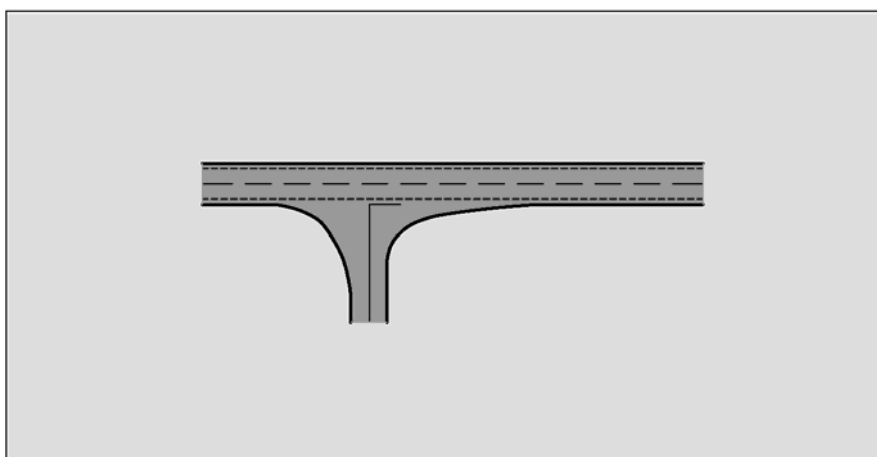



Figura 30 – Interseção tipo A

- Tipo B (Interseção tipo gota)

A *interseção tipo B* (Figura 31) inclui uma ilha divisória do tipo gota na via secundária, que canaliza o tráfego que chega ou sai da rodovia principal. A ilha canalizadora ajuda a controlar o fluxo de tráfego, as condições de visibilidade e, em alguns casos, a facilitar a travessia de pedestres. Interseções *tipo B* têm normalmente uma faixa de trânsito para cada movimento.

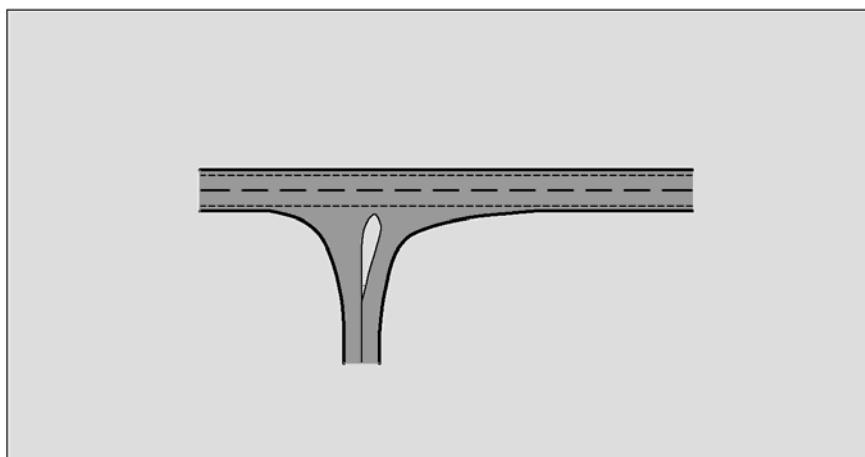



Figura 31 – Interseção tipo B (Gota)

- Tipo C (Interseção canalizada)

A *interseção tipo C* (Figura 32) tem na rodovia principal uma faixa de trânsito para giro à esquerda. As ilhas projetadas diminuem o risco de colisão traseira e facilitam a circulação do tráfego na rodovia principal. Onde houver fluxo significativo de pedestres as ilhas divisórias devem ser dimensionadas de forma a servir de refúgio.

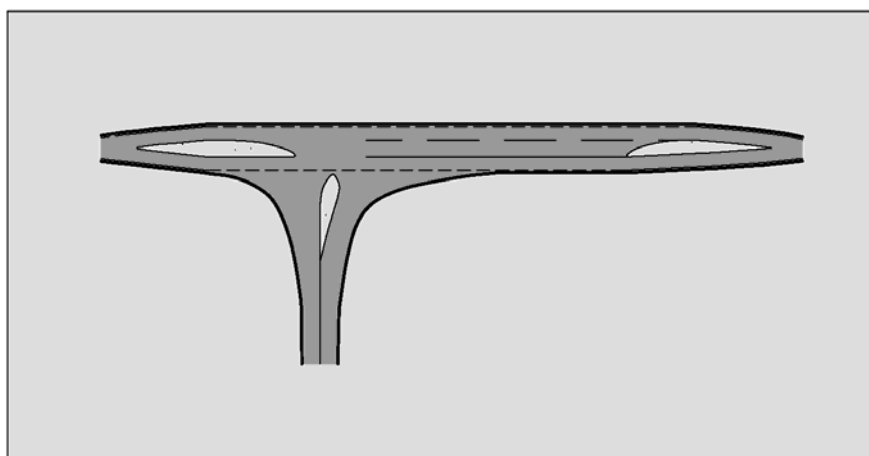



Figura 32 – Interseção tipo C (canalizada)

- Tipo G (Rótula urbana)

As *interseções tipo G* (Figura 33) são projetadas de modo a diminuir a velocidade dos veículos. É dada preferência aos veículos que circulam em torno da ilha central, obrigando os que chegam a ceder passagem em todos os acessos. Para isso projetam-se áreas de circulação com raios

pequenos, introduzem-se elevações, saliências e/ou estreitamentos nas saídas e entradas, além de *Parada Obrigatória* antes de entrar na área de circulação.

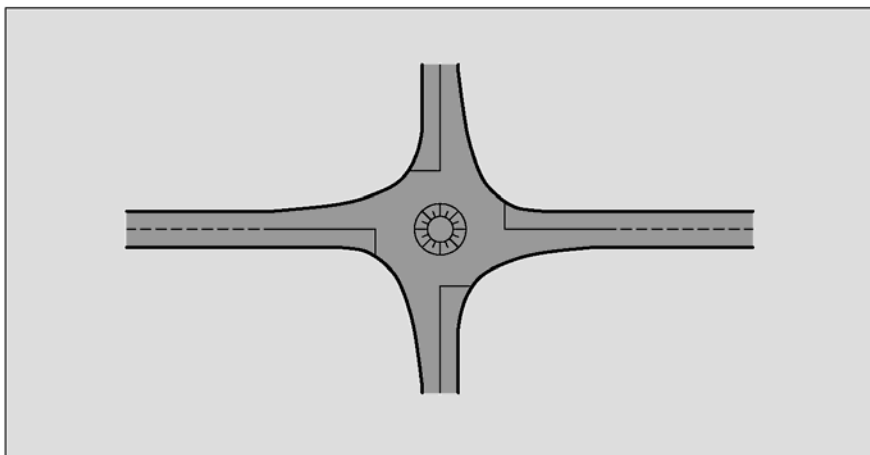



Figura 33 – Interseção tipo G (Rótula urbana)

- Interseções Deslocadas

As *interseções deslocadas* (Figura 34) são formadas a partir da transformação de uma interseção de quatro ramos em duas interseções de três ramos. A interseção pode ser deslocada à direita ou à esquerda.

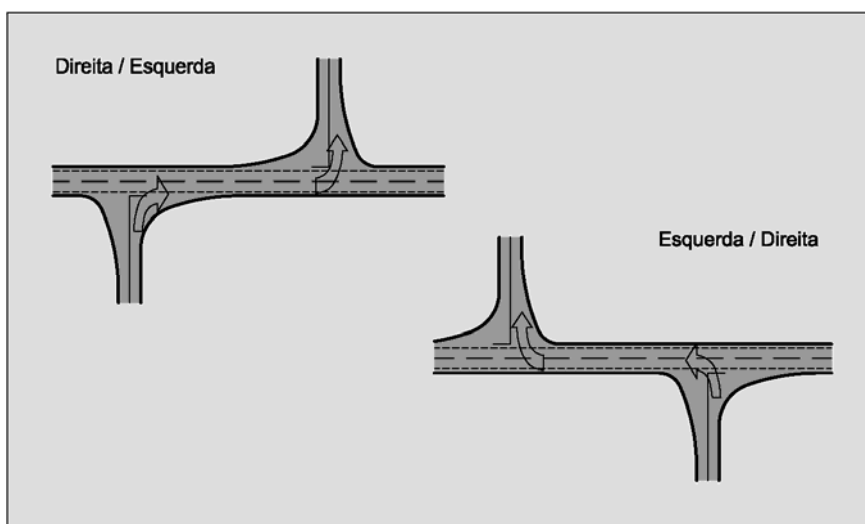



Figura 34 – Interseções deslocadas

Para o caso de ser efetuado primeiro o giro à esquerda, a distância mínima entre os ramos de uma interseção deslocada deve ser de 50 m. No caso contrário - direita/esquerda, a distância mínima passa a ser de 100 m, se for necessária na rodovia principal uma faixa de armazenagem para os veículos que irão girar à esquerda (Ver Figura 35).

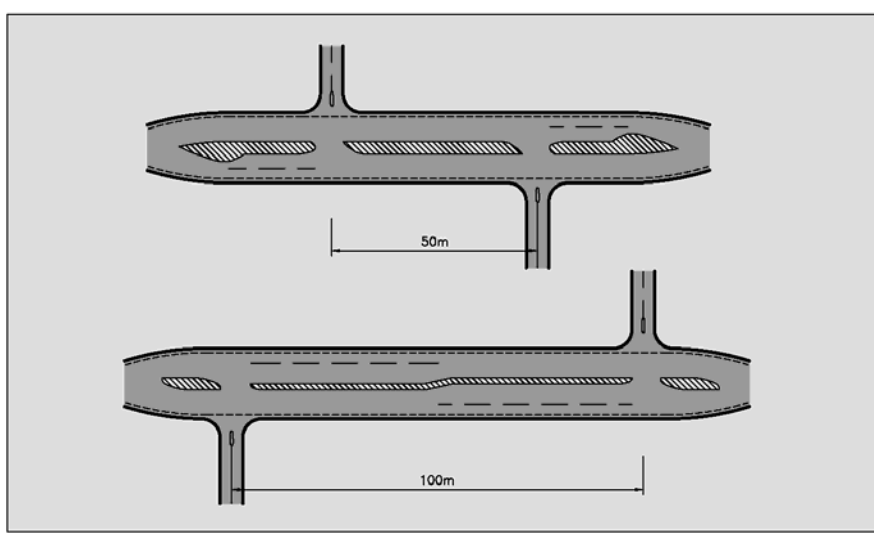



Figura 35 – Distância mínima em interseções deslocadas

b) Interseções Maiores (D,E,F)

As *interseções maiores* caracterizam-se pelas medidas tomadas para a melhoria da circulação do tráfego entre as rodovias principal e secundária. Estas medidas causam um aumento significativo do nível de segurança do trânsito.

O projeto de *interseções maiores* deve ser decidido a partir de análise do tráfego, da faixa de domínio da rodovia, e de considerações socioeconômicas envolvendo o impacto na segurança do trânsito.

- Tipo D (Rótula)

Uma *rótula tipo D* (Figura 36) tem normalmente uma ou duas faixas de tráfego nos acessos. Seu projeto caracteriza-se por maior raio de giro da ilha central e o emprego de ilhas canalizadoras nos acessos.

Embora não haja referência nas *Normas Suecas*, neste *Manual* as rótulas serão subdivididas em:

Rótula convencional: quando a prioridade do tráfego, em um ou mais acessos, é do ramo de acesso.

Rótula moderna: quando a prioridade é do tráfego que circula na rotatória.

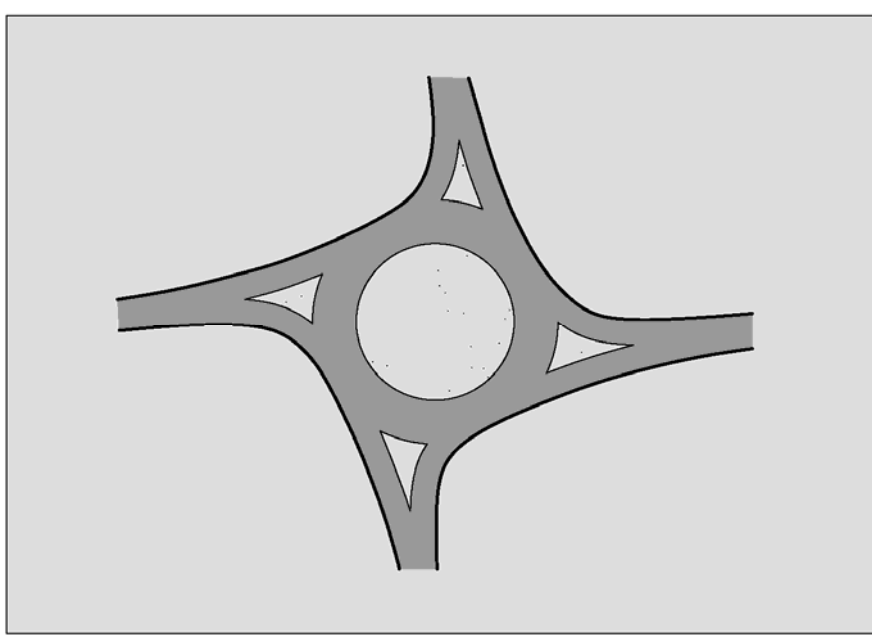



Figura 36 – Interseção tipo D (Rótula)

- **Tipo E (Sinalizada)**

O *tipo E* é a interseção controlada por semáforos (sinais luminosos). Não faz parte do escopo do presente *Manual*.

- **Tipo F (Interconexão)**

O *tipo F* (Figura 37) é a interseção em que algumas das correntes de tráfego cruzam em níveis diferentes, eliminando total ou parcialmente os cruzamentos em um mesmo nível.

7.1.1.2 Efeitos sobre o trânsito

Esta seção resume a situação dos conhecimentos sobre os efeitos do tipo de interseção quanto à segurança do trânsito (expressa como valor médio do número de acidentes) e a trafegabilidade. O objetivo desta seção é auxiliar na descrição das conseqüências e na avaliação dos tipos alternativos de interseção.

7.1.1.2.1 Níveis esperados de acidentes e feridos

a) Determinação do Número de Acidentes e Feridos

Pesquisas efetuadas permitem estimar o número de acidentes a esperar por ano em uma interseção de um determinado tipo, em função dos fluxos de veículos, ciclistas e pedestres, bem como o número de feridos por acidente.

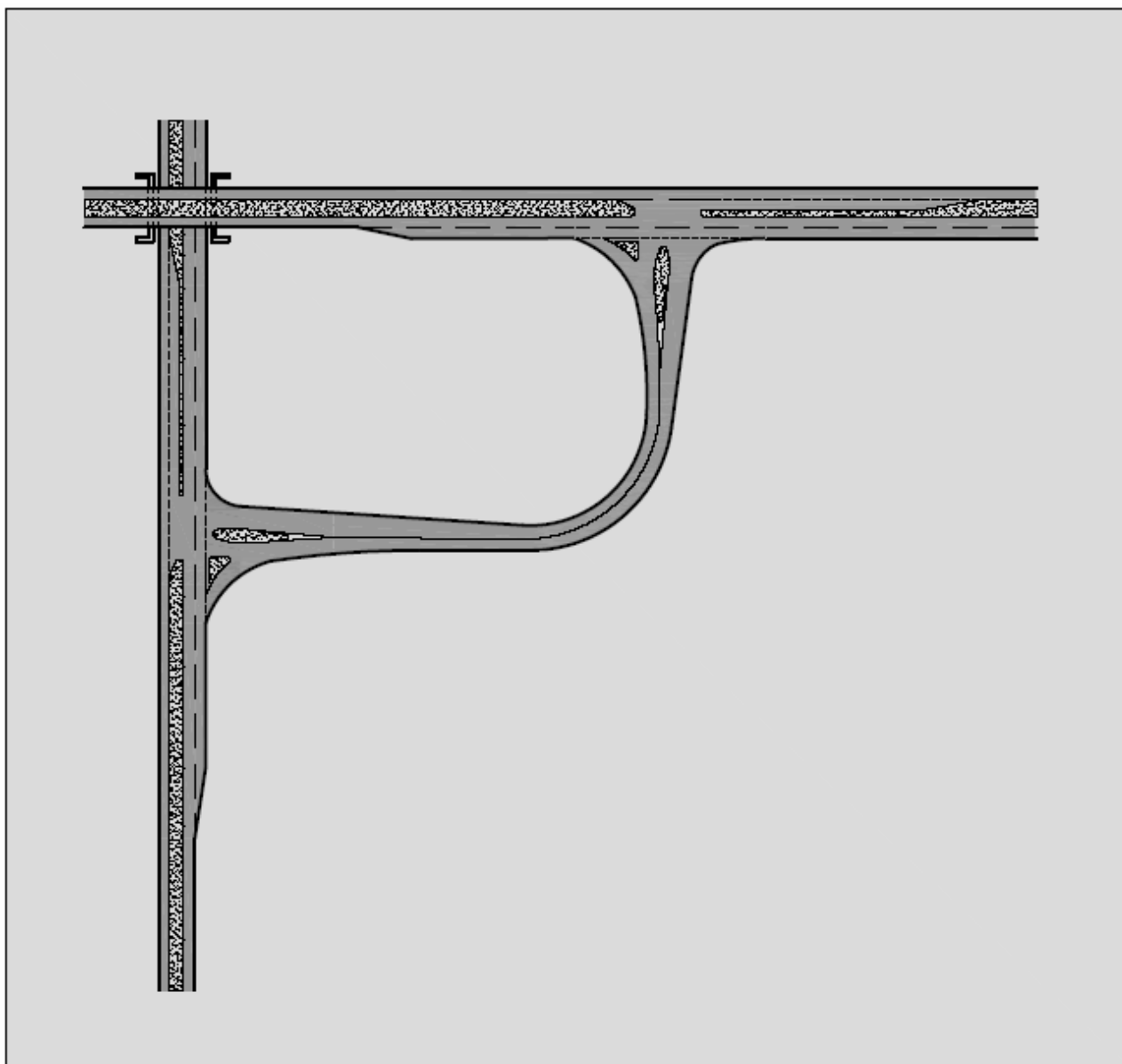



Figura 37 – Interseção tipo F (Interconexão)

a.1) Interseções projetadas

Para a avaliação dos números esperados de acidentes e de feridos em *interseções projetadas*, pode-se usar os seguintes modelos:

Estimativa do número de acidentes (An) por ano

An = An_f + An_{gc} = número normal de acidentes com veículos, pedestres e ciclistas por ano.

em que:

An_f = número normal de acidentes com veículos por ano

$An_f = 10^{-7} \cdot k \cdot a \cdot Qt^b \cdot as^c$

An_{gc} = número normal de acidentes com pedestres e ciclistas por ano

$An_{gc} = 0,00000734 \cdot Qt^{0,5} \cdot G^{0,72} + 0,0000180 \cdot Qt^{0,52} \cdot C^{0,65}$

Estimativa do número de feridos em acidentes (SFn) por ano

$SFn = An_f \cdot SFn_f + An_{gc} \cdot SFn_{cg}$ = número normal de feridos por acidente automobilístico por ano, envolvendo ou não pedestres e ciclistas.

em que:

SFn_f = número normal de feridos por acidente com veículos por ano

SFn_{cg} = número normal de feridos por acidente envolvendo pedestres ou ciclistas

onde:

Qt = VMD de veículos na interseção

G = VMD de pedestres na interseção

C = VMD de ciclistas na interseção

as = participação do volume de tráfego em vias secundárias

as = Qs/(Qs+Qp)

Qs = número de veículos que chegam na interseção provenientes da rodovia secundária (volume de aproximação)

Qp = número de veículos que chegam na interseção provenientes da rodovia principal (volume de aproximação)

k, a, b, c, $SFn_{f,}$ SFn_{cg} : parâmetros para tipo de interseção segundo velocidade diretriz e características específicas (Tabelas 7 e 8).

A seguir são apresentados os quadros para determinação dos valores *a, b, c,* SFn_f, SFn_{cg}, em função dos vários tipos de interseção, das condições de iluminação e do tipo de construção das ilhas e canteiros, para interseções de três e quatro ramos (Tabelas 7 e 8).

Tabela 7 - Parâmetros para interseção com três ramos

Tipo de interseção	Vel. dir. (km/h)	k	a	b	c	SFn_f	SFn_{cg}	Iluminada	Ilha
A	70	1,27	253	1,25	0,45	0,50	0,50	Não	
	90	1,27	285	1,25	0,45	0,60	0,85	Não	
	110	1,27	285	1,25	0,45	0,65	1,00	Não	
A	70	1,15	253	1,25	0,45	0,50	0,50	Sim	
	90	1,15	285	1,25	0,45	0,60	0,85	Sim	
	110	1,15	285	1,25	0,45	0,65	1,00	Sim	
B	70	1,27	253	1,25	0,45	0,50	0,50	Não	
	90	1,27	285	1,25	0,45	0,60	0,85	Não	
	110	1,27	285	1,25	0,45	0,65	1,00	Não	
B	70	1,15	253	1,25	0,45	0,50	0,50	Sim	
	90	1,15	285	1,25	0,45	0,60	0,85	Sim	
	110	1,15	285	1,25	0,45	0,65	1,00	Sim	
C	70	1,03	253	1,25	0,45	0,50	0,50	Não	Pintada
	90	1,03	285	1,25	0,45	0,60	0,85	Não	Pintada
	110	1,03	285	1,25	0,45	0,65	1,00	Não	Pintada
C	70	0,95	253	1,25	0,45	0,50	0,50	Sim	Pintada
	90	0,95	285	1,25	0,45	0,60	0,85	Sim	Pintada
	110	0,95	285	1,25	0,45	0,65	1,00	Sim	Pintada
C	70	1,27	253	1,25	0,45	0,50	0,50	Não	Elevada
	90	1,27	285	1,25	0,45	0,60	0,85	Não	Elevada
	110	1,27	285	1,25	0,45	0,65	1,00	Não	Elevada
C	70	1,09	253	1,25	0,45	0,50	0,50	Sim	Elevada
	90	1,09	285	1,25	0,45	0,60	0,85	Sim	Elevada
	110	1,09	285	1,25	0,45	0,65	1,00	Sim	Elevada

Tabela 8 – Parâmetros para interseção com quatro ramos

Tipo de interseção	Vel.dir. (km/h)	k	a	b	c	SFn_f	SFn_{cg}	Iluminada	Ilha
A	70	1,15	471	1,25	0,55	0,70	0,50	Não	
	90	1,15	532	1,25	0,55	0,80	0,85	Não	
	110	1,15	532	1,25	0,55	0,85	1,00	Não	
A	70	1,06	471	1,25	0,55	0,70	0,50	Sim	
	90	1,06	532	1,25	0,55	0,80	0,85	Sim	
	110	1,06	532	1,25	0,55	0,85	1,00	Sim	
A-Deslocada	70	1,15	278	1,25	0,45	0,60	0,50	Não	
	90	1,15	314	1,25	0,45	0,70	0,85	Não	
	110	1,15	314	1,25	0,45	0,75	1,00	Não	
A-Deslocada	70	1,06	278	1,25	0,45	0,60	0,50	Sim	
	90	1,06	314	1,25	0,45	0,70	0,85	Sim	
	110	1,06	314	1,25	0,45	0,75	1,00	Sim	
B	70	1,03	471	1,25	0,55	0,70	0,50	Não	
	90	1,03	532	1,25	0,55	0,80	0,85	Não	
	110	1,03	532	1,25	0,55	0,85	1,00	Não	
B	70	0,95	471	1,25	0,55	0,70	0,50	Sim	
	90	0,95	532	1,25	0,55	0,80	0,85	Sim	
	110	0,95	532	1,25	0,55	0,85	1,00	Sim	
B-Deslocada	70	1,03	278	1,25	0,45	0,60	0,50	Não	
	90	1,03	314	1,25	0,45	0,70	0,85	Não	
	110	1,03	314	1,25	0,45	0,75	1,00	Não	
B-Deslocada	70	0,95	278	1,25	0,45	0,60	0,50	Sim	
	90	0,95	314	1,25	0,45	0,70	0,85	Sim	
	110	0,95	314	1,25	0,45	0,75	1,00	Sim	
C	70	1,03	471	1,25	0,55	0,70	0,50	Não	Pintada
	90	1,03	532	1,25	0,55	0,80	0,85	Não	Pintada
	110	1,03	532	1,25	0,55	0,85	1,00	Não	Pintada
C	70	0,95	471	1,25	0,55	0,70	0,50	Sim	Pintada
	90	0,95	532	1,25	0,55	0,80	0,85	Sim	Pintada
	110	0,95	532	1,25	0,55	0,85	1,00	Sim	Pintada
C	70	1,03	471	1,25	0,55	0,70	0,50	Não	Elevada
	90	1,03	532	1,25	0,55	0,80	0,85	Não	Elevada
	110	1,03	532	1,25	0,55	0,85	1,00	Não	Elevada

Tabela 8 – Parâmetros para interseção com quatro ramos

Continuação

Tipo de interseção	Vel.dir. (km/h)	k	a	b	c	SFn_f	SFn_{cg}	Iluminada	Ilha
	70	0,97	471	1,25	0,55	0,70	0,50	Sim	Elevada
C	90	0,97	532	1,25	0,55	0,80	0,85	Sim	Elevada
	110	0,97	532	1,25	0,55	0,85	1,00	Sim	Elevada
	70	1,03	278	1,25	0,45	0,60	0,50	Não	Pintada
C-Deslocada	90	1,03	314	1,25	0,45	0,70	0,85	Não	Pintada
	110	1,03	314	1,25	0,45	0,75	1,00	Não	Pintada
	70	0,95	278	1,25	0,45	0,60	0,50	Sim	Pintada
C-Deslocada	90	0,95	314	1,25	0,45	0,70	0,85	Sim	Pintada
	110	0,95	314	1,25	0,45	0,75	1,00	Sim	Pintada
	70	1,03	278	1,25	0,45	0,60	0,50	Não	Elevada
C-Deslocada	90	1,03	314	1,25	0,45	0,70	0,85	Não	Elevada
	110	1,03	314	1,25	0,45	0,75	1,00	Não	Elevada
	70	0,97	278	1,25	0,45	0,60	0,50	Sim	Elevada
C-Deslocada	90	0,97	314	1,25	0,45	0,70	0,85	Sim	Elevada
	110	0,97	314	1,25	0,45	0,75	1,00	Sim	Elevada

a.2) Interseções existentes

Para a avaliação dos números esperados de acidentes e de feridos em *interseções existentes*, deve-se usar tanto a informação sobre acidentes ocorridos (A_t) e o número de feridos (S_t) no local, quanto os valores médios do ambiente de trânsito An_f e Sfn para avaliar o número esperado de acidentes e de feridos A* e S* para o período estudado. Na falta de dados de acidentes o prognóstico deve ser baseado nos valores médios do ambiente de trânsito.

Estimativa do número de acidentes (A*) para o período estudado

$A^* = An_f \cdot t + z^* \cdot (A_t - An_f \cdot t)$

onde:

An_f = número normal de acidentes com veículos por ano

t = número de anos estudados

$z^* = 0{,}25 \cdot An_f \cdot t / (1 + 0{,}25 \cdot An_f \cdot t)$

A_t = número de acidentes com veículos ocorridos durante o período estudado t

Estimativa do número de feridos em acidentes (S*) para o período estudado

$S^* = SFn_{ft} + c^* \cdot (S_t – SFn_{ft})$

onde:

$SFn_{ft} = SFn_f \cdot An_f \cdot t$

SFn_{ft} = número normal de feridos por acidente com veículos durante o período estudado t

SFn_f = número normal de feridos por acidente com veículos

An_f = número normal de acidentes com veículos por ano

t = número de anos estudados

$c^* = 0{,}10\ SFn_{ft} / (1 + 0{,}10\ SFn_{ft})$

S_t = número de feridos durante o período estudado

b) Efeitos em Interseções Menores (A,B,C)

As interseções de *tipo B e C* de um modo geral apresentam menor quantidade de acidentes que a de *tipo A*. A expectativa média de redução de acidentes para diversas hipóteses de iluminação e canalização está resumida na Tabela 9.

No *tipo B*, em interseções de 3 ramos é estimada uma diferença muito pequena na média de acidentes. Em casos isolados, especialmente em interseções de 4 ramos onde a visibilidade precisa ser melhorada, pode ocorrer uma diminuição no número de acidentes de até 50%.

No *tipo C* os efeitos na segurança no trânsito são incertos. Colisões traseiras em curva à esquerda proveniente da rodovia principal diminuem significativamente. Em interseções de 4 ramos estima-se que tanto as ilhas de trânsito pintadas e os refúgios com iluminação reduzem os acidentes em 20%, em comparação com o tipo *A*. Sem iluminação o efeito é estimado em 10%, ou seja, o mesmo que o *tipo B*.

Tabela 9 - Média de redução de acidentes passando do tipo A para os tipos B e C

Tipo de interseção	Iluminação	Média de redução (%)	
		Interseção de 3 ramos	Interseção de 4 ramos
B	--	0	10
B	sim	5 – 10	15 – 20
C - ilha pintada	--	15 – 20	10
C - ilha pintada	sim	20 – 30	10 – 20
C - ilha elevada	--	0	10
C - ilha elevada	sim	10 – 15	10 – 20

Efeito do deslocamento

A interseção deslocada de quatro ramos apresenta número de acidentes inferior ao da não deslocada, para os tipos *A*, *B*, *C*. A Tabela 10 fornece o percentual de redução em função da relação Qs/Qt.

Tabela 10 - Redução de acidentes com a interseção de quatro ramos deslocada

Qs/Qt (%)	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	95
Redução de acidentes (%)	21	26	31	33	35	37	38	38	40	40	41

Efeito da sinalização "Parada Obrigatória" ou "Dê a Preferência"

Pesquisas relativas à regulamentação de *Parada Obrigatória* ou *Dê a Preferência* indicam que a obrigação de parada tem efeito significativo sobre o número de acidentes, que pode ser da ordem de 30% na redução de danos pessoais. Ao mesmo tempo, considera-se que a regulamentação de *Parada Obrigatória* com fluxos muito baixos pode diminuir o respeito pelas regras de trânsito e assim, a longo prazo, piorar a obediência à sinalização e a segurança do trânsito.

c) Efeitos em Interseções Maiores (D,F)

Em interseções de 4 ramos, os benefícios para a segurança do trânsito são grandes. Para as interseções de 3 ramos os benefícios são menores.

As vantagens do *tipo D* referem-se principalmente aos danos, que são menores tanto em acidentes envolvendo um como vários veículos. As experiências com o *tipo D* em área estritamente rural são limitadas.

A interseção *tipo F* em interseções de 3 ramos não parece causar nenhum benefício significativo à segurança do trânsito em comparação a outros tipos de interseção. Em interseções de 4 ramos os benefícios são grandes, mas competem com o *tipo D* quando os danos são levados em conta.

7.1.1.2.2 Trafegabilidade

a) Tipos de Interseções Menores (A,B,C)

Do ponto de vista econômico de tráfego, a diferença entre os tipos de interseções menores é pequena.

As interseções *tipo A e B* distinguem-se apenas no que diz respeito ao nível de espaço para grandes veículos. O *tipo B* oferece melhor trafegabilidade a usuários desprotegidos.

Dependendo da dimensão da rodovia a interseção *tipo C* pode aumentar a trafegabilidade nas vias principais e também influenciar no efeito causado nos veículos. O *tipo C*, com sua maior superfície de interseção, aumenta o risco de velocidades mais altas nas vias primárias. Isto afeta negativamente a trafegabilidade e a segurança dos usuários nas rodovias secundárias.

b) Tipos de Interseções Maiores (D,F)

Tipos de interseções maiores causam mudanças mais significativas na trafegabilidade, no comportamento dos veículos e na emissão de gases, quando comparados com tipos de interseções menores.

As interseções *tipo D* aumentam a trafegabilidade dos veículos na via secundária e a restringem na via principal. Oferece, normalmente, um custo de tempo menor do que *E (semaforizada)*, mas restringe ainda mais a trafegabilidade nas vias primárias. Normalmente, o *tipo D* causa maior interferência no trânsito e maior emissão de gases. Quanto menor for o tráfego direto em vias primárias, menor será a diferença.

Interseções *tipo F* aumentam, em geral, o tempo de deslocamento entre as rodovias secundária e principal e o reduzem para o fluxo direto. A emissão de gases é afetada de forma complexa. A distribuição de tráfego e a localização de rampas afeta as distâncias de percurso e as velocidades. Para grandes volumes de tráfego com canalização deficiente, os custos com tempo, a interferência entre veículos e a emissão de gases podem aumentar.

7.1.1.3 Escolha do tipo de interseção

O tipo de interseção deve ser escolhido a partir de uma visão socioeconômica considerando:

- exigências técnicas de trânsito baseadas em velocidade de referência, volume e composição do tráfego;
- exigências do terreno e arredores;
- custos de instalação, operação e manutenção.

A metodologia detalhada a seguir explica como analisar e escolher o tipo de interseção em função dos volumes de tráfego e de segurança do trânsito. Contudo, é necessário que a decisão final se faça com base em princípios sócioeconômicos e na avaliação de todos os efeitos dos diferentes tipos de interseção.

Inicialmente deve-se determinar os volumes médios de veículos por ano (VMD) no ano de projeto, para todos os fluxos de tráfego nos dois sentidos, e os números de pedestres (Gt) e ciclistas (Ct) por ano na interseção.

Nesta fase de seleção do tipo de interseção a adotar, os valores de Ae, Af, Ad, Be, Bf, Bd, Ce, Cf, Cd, De, Df, Dd, A, B, C, D, Qp, Qs (Figura 38) são dados em volumes médios diários de veículos por dia sem incluir bicicletas.

Os números totais de pedestres e de ciclistas por interseção, designados por Gt e Ct, aparecem nas fórmulas de cálculo de números de acidentes por ano.

a) Escolha entre Tipos Menores (A,B,C) e Tipos Maiores (D,F) de Interseção em Função dos Volumes de Tráfego

A escolha do tipo de interseção considerando apenas os volumes de tráfego é apresentada na Figura 38, para a área rural. As *Normas Suecas* empregam os limites de acidentes por ano com alguma tolerância, como é visto pelos valores indicados na figura.

Exemplo: Interseção de 4 ramos, V = 90 km/h, com VMD: A = 5000, C = 4000, B = 1000 e D = 1500

Qp = 4000 + 5000 = 9000; Qs = 1000 + 1500 = 2500

Para 4 ramos, V = 90 km/h, resulta na opção "*considerar interseção maior*".

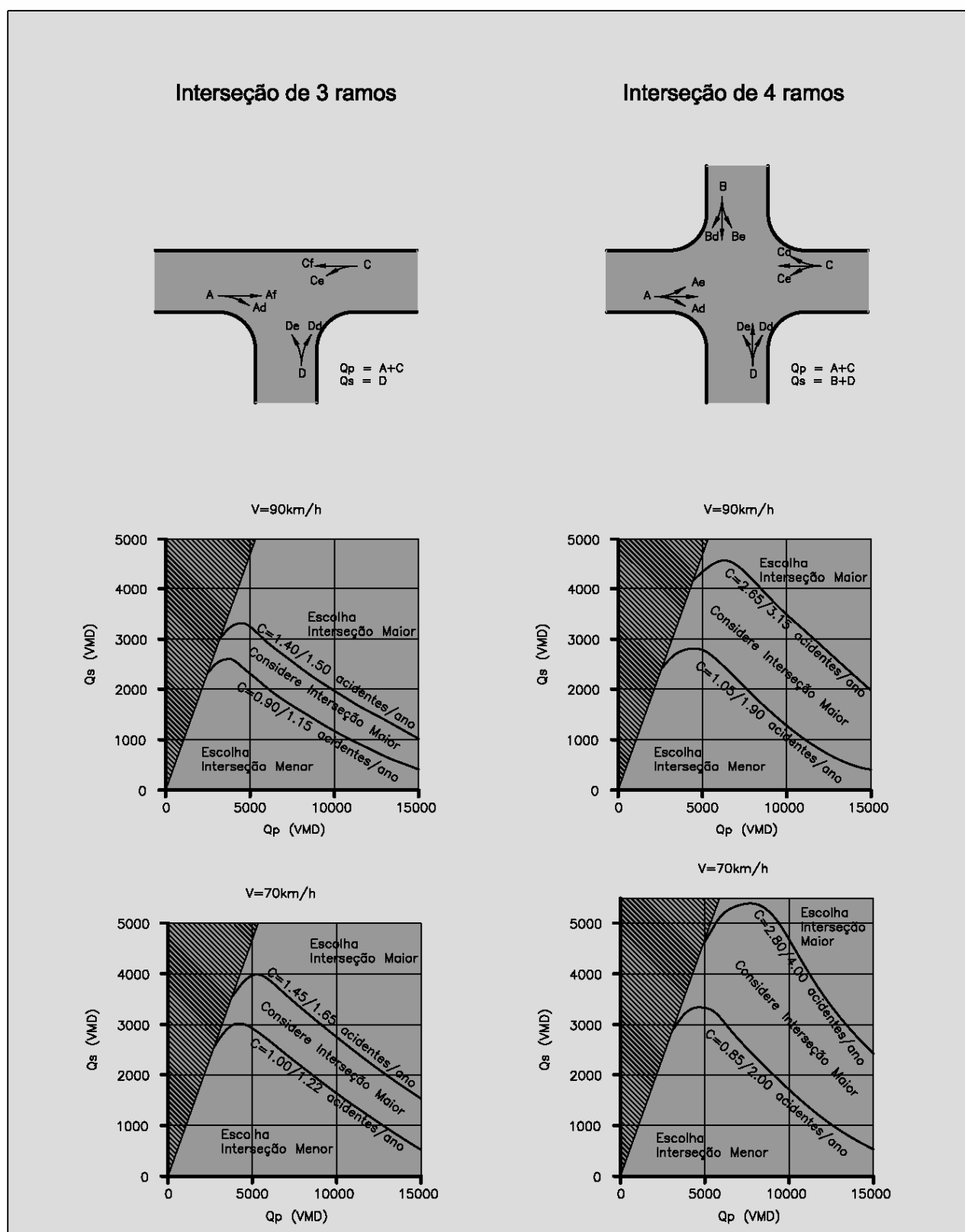



Figura 38 – Método de escolha em função dos volumes de tráfego em área rural

b) Escolha entre Tipos Menores (A,B,C) e Tipos Maiores (D,F) de Interseção em Função da Segurança do Trânsito

Tipos Maiores

Tipos Maiores de interseção devem ser considerados se o tráfego na rodovia secundária é da mesma intensidade que o tráfego na rodovia principal e/ou se um tipo menor de interseção não garante níveis aceitáveis de risco, ou seja, inferior a 1 e, de preferência, menor que 0,5 acidente, em média, por ano, para o ano de projeto selecionado (Figura 39).

As linhas de separação dos tipos menor e maior correspondem aos números de acidentes por ano de 0,5 e 1,0, para a interseção *tipo C* com iluminação e ilhas pintadas.

Tipos Menores

Interseções de três ramos

O tipo de Interseção Menor deve ser escolhido de modo que o nível esperado de risco seja inferior a 0,5 acidente em média para o ano de projeto, para os *tipos A e B*, em rodovias rurais sem iluminação.

Interseções de quatro ramos

O tipo de Interseção Menor deve ser escolhido de modo que o nível esperado de risco seja inferior a 0,5 acidente em média para o ano de projeto, em rodovias rurais sem iluminação.

Deve ser escolhido o *tipo C* se o número de desvios à esquerda da rodovia principal for maior que o número de desvios à esquerda mais o fluxo direto da rodovia secundária. Em interseções de quatro ramos, deslocadas ou não, a escolha é do *tipo B ou C*, por razões de segurança no trânsito. O *tipo A* deve ocorrer somente em caso de fluxos de tráfego muito baixos.

Interseções de quatro ramos apresentam uma estatística sombria de acidentes. Interseções de quatro ramos com VMD <100 no entroncamento menos exigido, e VMD >100 no entroncamento mais exigido funcionam, do ponto de vista da segurança no trânsito, quase como interseções de três ramos.

Uma alternativa melhor do que uma interseção de quatro ramos, do ponto de vista da segurança, é uma interseção deslocada, ou seja, duas interseções de três ramos, deslocadas à esquerda/direita ou à direita/esquerda, conforme as Figuras 34 e 35.

Os efeitos do deslocamento para a segurança estão relativamente bem fundamentados, podendo diminuir em até 40% o número de acidentes (Quadro 7.1.1.2/4). Para o tráfego médio diário (VMD) maior que 1000 veículos na via secundária de menor movimento, deve-se optar por uma interseção deslocada, por razões de segurança. Isto vale tanto para deslocamento esquerda/direita quanto para direita/esquerda. Se o deslocamento é suficiente para que os veículos provenientes da rodovia secundária acelerem até atingir a velocidade da rodovia principal, a mantenham por um momento e então a reduzam para efetuar o giro para a secundária, as interseções deslocadas são sempre melhores, do ponto de vista de segurança, do que uma interseção comum de 4 ramos.

Com um deslocamento menor que 350 m para V = 70 km/h e menor que 600 m para V = 90 km/h, a combinação de trânsito com diferentes objetivos de velocidade reduz as vantagens em segurança das interseções deslocadas.

Em áreas rurais julga-se preferível o deslocamento esquerda/direita, que não acrescenta giros à esquerda a partir da rodovia principal, manobra mais perigosa na área rural.

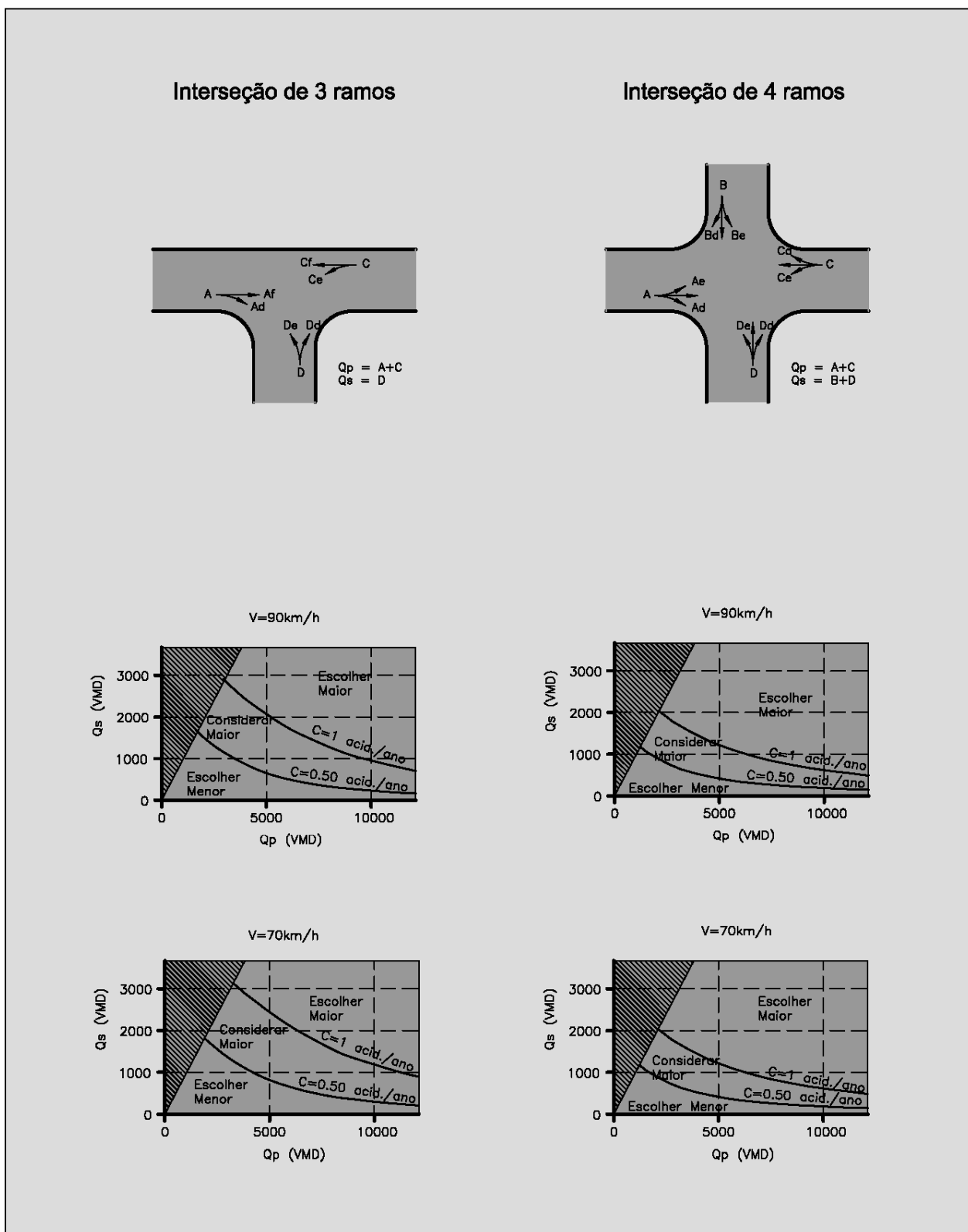



Figura 39 – Método de escolha em função da segurança do trânsito em área rural

7.1.1.4 Roteiro para escolha do tipo de interseção

Para tornar mais simples a escolha do tipo de interseção a ser adotado foram preparados quatro gráficos, incluídos no final deste item, contendo as recomendações gerais das *Normas Suecas* e sistematizando a escolha da solução (Figuras 40 a 43).

Para a pesquisa do tipo de interseção a ser empregado deverá ser adotada a seguinte seqüência:

a) Determina-se os valores Qp, Qs, Gt e Ct.

b) Escolhe-se o gráfico que corresponde ao caso em estudo:

3 Ramos, Área Rural, V = 70 km/h,

3 Ramos, Área Rural, V = 90 km/h,

4 Ramos, Área Rural, V = 70 km/h,

4 Ramos, Área Rural, V = 90 km/h,

c) Marca-se no gráfico o ponto de abcissa Qp e ordenada Qs. Se Gt = 0 e Ct = 0, na região em que se encontrar está indicado um dos tipos de intercessão a adotar.

d) Se Gt e Ct não são simultaneamente nulos determina-se o número de acidentes por ano correspondente aos valores Qp, Qs, Gt e Ct usando as fórmulas constantes dos gráficos, já preparadas para os casos correspondentes. Se o número de acidentes ultrapassar o valor mais próximo da linha limite superior da região em que se encontra o ponto (Qp,Qs), o tipo de interseção é indicado na área imediatamente superior. Em casos excepcionais pode ser ultrapassado o valor limite da área imediatamente superior, pulando para uma área mais alta.

e) No caso de escolha entre os *tipos D* e *F* é conveniente verificar a capacidade da rótula (*tipo D*), já que a decisão final pode depender dessa informação.

Observações de ordem geral

- Tipos de interseção superiores a *C* devem ser considerados se o tráfego na rodovia secundária é da mesma intensidade que o tráfego na rodovia principal.
- Mesmo para fluxos mais baixos o *tipo B* deve ser escolhido quando a visibilidade da interseção ou a passagem de pedestres e ciclistas precisa ser facilitada.
- Pelo menos o *tipo C* deve ser usado se o número de giros à esquerda da rodovia principal for maior que o número de giros à esquerda mais o fluxo direto da rodovia secundária.
- Em interseções de 4 ramos, deslocadas ou não, a escolha é do *tipo B* ou *C*, por razões de segurança no trânsito. O *tipo A* deve ocorrer somente em caso de fluxos de tráfego muito baixos.

- Em interseções de 4 ramos, os efeitos do deslocamento para a segurança são bem fundamentados: pode ser reduzido em até 40% o número de acidentes. Para o tráfego médio diário (VMD) maior que 1000 veículos na via secundária de menor movimento, deve-se optar por uma interseção deslocada, por razões de segurança.

7.1.1.5 Exemplos de aplicação do método de escolha do tipo de interseção

A seguir são apresentados exemplos, para o caso de Interseções de Três Ramos, Área Rural, V = 70 km/h.

Exemplo 1

Qp = 2000 veic/dia, Qs = 800 veic/dia, Gt = 0 pedestres/dia, Ct = 0 ciclistas/dia

O ponto P1 (2000,800) cai na região correspondente aos *tipos A* e *B*. Deve-se escolher um desses dois tipos.

Exemplo 2

Qp = 4000 veic/dia, Qs = 1000 veic/dia, Gt = 500 pedestres/dia, Ct = 300 ciclistas/dia

O ponto P2 (4000,1000) cai na região correspondente aos *tipos B* e *C*.

Calculando entretanto o número de acidentes correspondente aos elementos dados, com as fórmulas constantes do gráfico e apresentadas a seguir, para o caso de V = 70 km/h e interseção de 3 ramos, obtém-se para interseção do *tipo B*, não iluminada, An = 0,84 acidentes por ano e para o *tipo C*, iluminada e pintada, o valor An = 0,60 acidentes por ano.

Número de acidentes para tipo B, sem iluminação

$$An = 3{,}2131 * 10^{-5}(Qp+Qs)^{0,8}Qs^{0,45} + 7{,}34 * 10^{-6}(Qp+Qs)^{0,5}Gt^{0,72} + 1{,}8 * 10^{-5}(Qp+Qs)^{0,52}Ct^{0,65}$$

Número de acidentes para tipo C, iluminação e pintada

$$An = 2{,}4035 * 10^{-5}(Qp+Qs)^{0,8}Qs^{0,45} + 7{,}34 * 10^{-6}(Qp+Qs)^{0,5}Gt^{0,72} + 1{,}8 * 10^{-5}(Qp+Qs)^{0,52}Ct^{0,65}$$

Esses valores ultrapassam os valores B = 0,75 e C = 0,5, passando-se para a região imediatamente superior, correspondente ao *tipo C*. Deve-se escolher então o *tipo C*.

Exemplo 3

Qp = 8000 veic/dia, Qs = 2000 veic/dia, Gt = 50 pedestres/dia, Ct = 50 ciclistas/dia

O ponto P3 (8000,2000) cai na região correspondente ao *tipo C*. Calculando o número de acidentes resultantes com a inclusão dos pedestres e ciclistas, obtém-se o valor An = 1,20 acidentes por ano, que não ultrapassa o valor mais próximo da linha limite superior, 1,22. Mantém-se então o *tipo C*.

Exemplo 4

Qp = 13000 veic/dia, Qs = 1693 veic/dia, Gt = 300 pedestres/dia, Ct = 200 ciclistas/dia

O ponto P4 (13000,1693) cai na região correspondente aos *tipos C, D* e *F*. O número de acidentes resultante com a inclusão dos pedestres e ciclistas é de An = 1,61 acidentes por ano, ultrapassando o valor limite mais próximo da linha superior, igual a 1,60. Deve-se escolher então entre os *tipos D e F*.

Exemplo 5

Qp = 7000 veic/dia, Qs = 4200 veic/dia, Gt = 300 pedestres/dia, Ct = 250 ciclistas/dia

O ponto P5 (7000,4200) cai na região correspondente aos *tipos D* e *F*. Deve-se escolher entre esses dois tipos, não havendo necessidade de calcular o número de acidentes resultantes dos pedestres e ciclistas. A opção entre *D* e *F* poderá resultar de estudos de capacidade entre os dois tipos selecionados.

Exemplo 6

Qp = 11000 veic/dia, Qs = 1000 veic/dia, Gt = 4000 pedestres/dia, Ct = 3000 ciclistas/dia

O ponto P6 (11000,1000) cai na região correspondente ao *tipo C*. Considerando os números de pedestres e ciclistas obtém-se An = 1,74 acidentes por ano, ultrapassando os valores da região superior. Deve-se então escolher entre os *tipos D* e *F*.

Exemplo 7

Exemplo de cálculo de números de acidentes e de feridos para um caso geral, com veículos motorizados, ciclistas e pedestres.

Em uma interseção *tipo C* de 4 ramos sem deslocamento, com canteiros elevados e iluminação, em zona rural, a rodovia principal tem velocidade diretriz de 70 km/h. Os valores de VMD são Qp

= 10000 veículos por dia, Qs = 4000 veículos por dia, Gt = 1000 pedestres por dia e Ct = 1000 ciclistas por dia.

Assim,

$Q_t = 10000 + 4000 = 14000$

$a_s = 4000/14000 = 0{,}286$

k = 0,97 a = 471 b = 1,25 c = 0,55 (valores da Tabela 8)

A estimativa de acidentes e danos para acidentes automobilísticos e com pedestres e bicicletas, levando-se em consideração o trânsito, tipo de interseção e velocidade, é de:

$An_f = 10^{-7} \cdot k \cdot a \cdot Q_t^{b} \cdot as^{c}$

$An_f = 10^{-7} . 0{,}97 . 471 . 14000^{1{,}25} . 0{,}29^{0{,}55} = 3{,}49$ acidentes automobilísticos por ano (sem correção por danos)

$SFn_f = 0{,}70$ feridos por acidente automobilístico

Total de feridos em acidentes automobilísticos: 3,49 . 0,70 = 2,44

$An_{gc} = 0{,}00000734 \cdot Q_t^{0{,}5} \cdot Q_t^{0{,}72} + 0{,}0000180 \cdot Q_t^{0{,}52} \cdot Qc^{0{,}65}$

$SFn_{gc} = 0{,}50$ ferido por acidente com pedestres e bicicletas

$An_{gc} = 0{,}00000734 . 14000^{0{,}5} . 1000^{0{,}72} + 0{,}0000180 . 14000^{0{,}52} . 1000^{0{,}65} = 0{,}36$ acidentes por ano (sem correção por danos)

Total de feridos em acidentes com bicicletas e pedestres: 0,36 . 0,50 = 0,18

Total geral de acidentes: $An = An_f + An_{gc} = 3{,}85$

Total geral de feridos: $SFn = SFn_f + SFn_{gc} = 2{,}62$

Figura 40 – Escolha do tipo de interseção – interseção de três ramos (Velocidade diretriz de 70km/h)

Figura 41 – Escolha do tipo de interseção – interseção de três ramos (Velocidade diretriz de 90km/h)

Figura 42 - Escolha do tipo de interseção – interseção de quatro ramos (Velocidade diretriz de 70km/h)

Figura 43 – Escolha do tipo de interseção – interseção de quatro ramos (Velocidade diretriz de 90km/h)

7.1.2 Normas Inglesas

7.1.2.1 Interseções com prioridade

Considerações Gerais

De acordo com as normas inglesas as interseções com prioridade se caracterizam por estabelecer que o tráfego da via principal tem prioridade ao uso da interseção em relação ao tráfego da via secundária. Trata-se da forma mais comum de interseção, podendo ser controlada através da adoção da sinalização "*Dê a Preferência*" ou da sinalização "*Parada Obrigatória*" na via secundária.

Alguns estudos ingleses recomendam que se adote esse tipo de interseção apenas para fluxos relativamente baixos: VMD de até 5000 veículos por dia na rodovia principal e 3000 na secundária.

Problemas

Interseções com quatro ramos freqüentemente têm baixo índice de segurança devido ao fato do tráfego da rodovia secundária nem sempre parar para dar preferência à rodovia principal. Isso ocorre por simples indisciplina do motorista ou por não perceber a rodovia principal à sua frente. Se a linha de parada estiver em uma parte baixa junto ao bordo da rodovia principal, ela pode não ser visível para o motorista da rodovia secundária. Os piores acidentes em interseções com prioridade acontecem quando o veículo da via secundária entra direto na via preferencial, indicando provável deficiência de visibilidade da interseção a partir da rodovia secundária. Já os acidentes com veículos que saem da linha de parada e entram na via preferencial quando um veículo se aproxima, sugerem deficiência de visibilidade ao longo da via principal.

Em todos os tipos de interseções com prioridade, demora demasiada na linha de parada pode levar veículos que estão esperando oportunidade para prosseguir, a aceitar riscos excessivos para entrar ou atravessar a via principal.

A chegada a uma rodovia com várias faixas apresenta maiores problemas para os motoristas e tem a tendência a se tornar um local perigoso.

Veículos lentos ou saindo do estacionamento, efetuando manobras de giro para uma via secundária, atravessando o fluxo da via principal, são freqüente causa de acidentes graves, principalmente à noite.

7.1.2.2 Rótulas

Considerações Gerais

Uma rótula é um sistema de circulação de mão única em torno de uma ilha central, com acesso controlado por sinalização vertical ou marcas no pavimento, indicando a necessidade de dar preferência ao tráfego que se aproxima. Há uma concordância generalizada de que o melhor sistema de sinalização é o que dá preferência ao tráfego que gira em torno da ilha central (*rótula moderna*). Essas rótulas têm grande capacidade, provocam pouca demora nos períodos de pico e não precisam de manutenção especializada.

Rótulas são particularmente vantajosas em interseções com mais de quatro acessos, embora sejam freqüentes rótulas com três ou quatro ramos.

Problemas

Pouca visibilidade nos acessos ou na travessia de uma ilha central podem levar os motoristas a tomar decisões erradas. Velocidades elevadas dos veículos que entram podem causar acidentes entre os veículos que chegam e os que circulam a rótula. Fiscalização insuficiente ou permissiva das regras de prioridade pode levar a altas taxas de acidentes e ineficiência operacional.

Longos tempos de espera podem ser o resultado de diferenças muito grandes dos fluxos de acesso. O fluxo de um ramo de acesso pode predominar à custa dos demais, provocando demoras excessivas e decisões errôneas. As rotatórias podem ficar rapidamente bloqueadas se não se dá preferência ao tráfego que circula a rótula.

Fontes de perigo no projeto de rotatórias incluem: ângulos de convergência muito agudos, rotatórias não circulares, sinalização mal projetada ou localizada, rampas fortes ou baixo coeficiente de atrito nas aproximações. Acidentes entre veículos motorizados e não motorizados podem ser um problema devido a diferenças de velocidades ao girarem em torno da ilha central, principalmente quando têm maiores dimensões.

7.1.2.3 Escolha do tipo de interseção

Influência da Velocidade na Escolha do Tipo de Interseção

Haverá necessidade nas rodovias rurais de um grande número de acessos à área rural bem como de interseções com rodovias que a atravessam. Os acessos e interseções de menor importância são melhor atendidos por projetos *tipo T* simples ou deslocados para atender ambos os lados da rodovia. Para os casos de maior porte pode ser conveniente projetar interseções canalizadas, rotatórias, interconexões, ou mesmo estabelecer controle por semáforos em casos extremos. A separação de níveis é necessária nas interseções com grande volume de tráfego, devendo-se empregar soluções menos onerosas nos demais casos. Em trechos de rodovias de alta velocidade deve-se evitar, tanto quanto possível, interseções que impliquem em quedas bruscas de velocidade na rodovia principal, rótulas e o uso de controle por semáforos.

Onde não se justificar separação de níveis recomenda-se maior uso de interseções canalizadas. Rótulas constituem um estágio útil para transição, antes da separação de greides, no caso de pistas duplas, e como solução permanente para interseções de rodovias de pistas simples, principalmente quando os fluxos são de mesma ordem de grandeza. Rótulas são especialmente adequadas quando o tráfego se dispersa em várias rodovias.

Deve-se manter consistência entre os tipos de interseções empregadas tanto quanto possível; em particular desaconselha-se o uso de interconexões e rotatórias em uma mesma rodovia. Em rodovias com velocidades elevadas, em que se justifica a separação de greides nas interseções mais carregadas, deve-se considerar a possibilidade de aplicar solução semelhante em algumas de menor importância e permitir apenas giros à direita nas demais, eliminando cruzamentos de correntes de tráfego. Nessas rodovias deve-se reduzir ao mínimo as interseções de menor importância, reformulando o sistema de vias.

Influência dos Volumes de Tráfego na Escolha do Tipo de Interseção

A operação das interseções em nível não controladas por semáforos depende da freqüência dos intervalos entre veículos da rodovia principal com duração suficiente para permitir que veículos da rodovia secundária a atravessem ou se incorporem na mesma. Com a aplicação dos métodos de canalização pode-se conseguir valores elevados para sua capacidade, principalmente com a utilização de rotatórias modernas (ver item 8.3.4.2).

As demoras resultantes dos períodos de espera das diversas correntes às vezes justificam a separação de greides antes de ser atingida a capacidade da interseção (por exemplo, quando se atinge 90% da mesma). A taxa de retorno do investimento geralmente é baixa, mas pode ser justificada pela velocidade diretriz da via ou para atender os volumes futuros previstos. Em termos econômicos, a melhor solução eventualmente pode ser alcançada construindo-se primeiro uma rotatória, e mais tarde um viaduto para o tráfego da via principal.

Princípios Básicos

Os princípios básicos de um bom projeto de interseção são: permitir a passagem de uma rodovia para outra e o fluxo direto da rodovia principal com o mínimo de demora e o máximo de segurança. Para alcançar esses objetivos a configuração da interseção e sua operação devem ser evidentes e de fácil entendimento, e deve haver boa visibilidade entre os movimentos em conflito. Os custos devem ser mantidos em limites razoáveis, evitando-se padrões altos desnecessários ou inadequados.

Diferentes tipos de interseções são indicados em função dos volumes de tráfego, velocidades e limitações locais. Em muitos casos não há problemas na escolha do tipo a ser empregado. Projetos já consagrados, reconhecidamente seguros e com os quais os motoristas estão familiarizados são recomendados. Não há razão, entretanto, para evitar novas configurações onde for conveniente. Essas novas soluções devem ser cuidadosamente sinalizadas e monitoradas. Os principais fatores a considerar no projeto de uma interseção são:

- Tempos de espera e capacidade devem ser determinados utilizando as fórmulas e programas usuais, desde que devidamente calibrados para as condições locais. A capacidade, entretanto, não deve ser conseguida em detrimento da segurança.
- Interseções simples com geometria de fácil compreensão apresentam menos problemas. Os projetos devem ser compatíveis com o tipo da rodovia e com as demais interseções empregadas na mesma, trazendo consistência ao conjunto.
- Em áreas rurais com pouco tráfego a solução mais econômica é a adoção do *tipo T*, em que o motorista da rodovia secundária sente claramente a necessidade de reduzir a velocidade, tendo que dar preferência ao tráfego direto da rodovia principal.

Estudos relativos às soluções a adotar em interseções urbanas (*Roads and Traffic in Urban Areas*, Institution of Highways and Transportation, Her Majesty's Stationery Office, England, 1987) resultaram no gráfico da Figura 44, que relaciona os tipos básicos de interseções com os volumes de tráfego das vias que se interceptam.

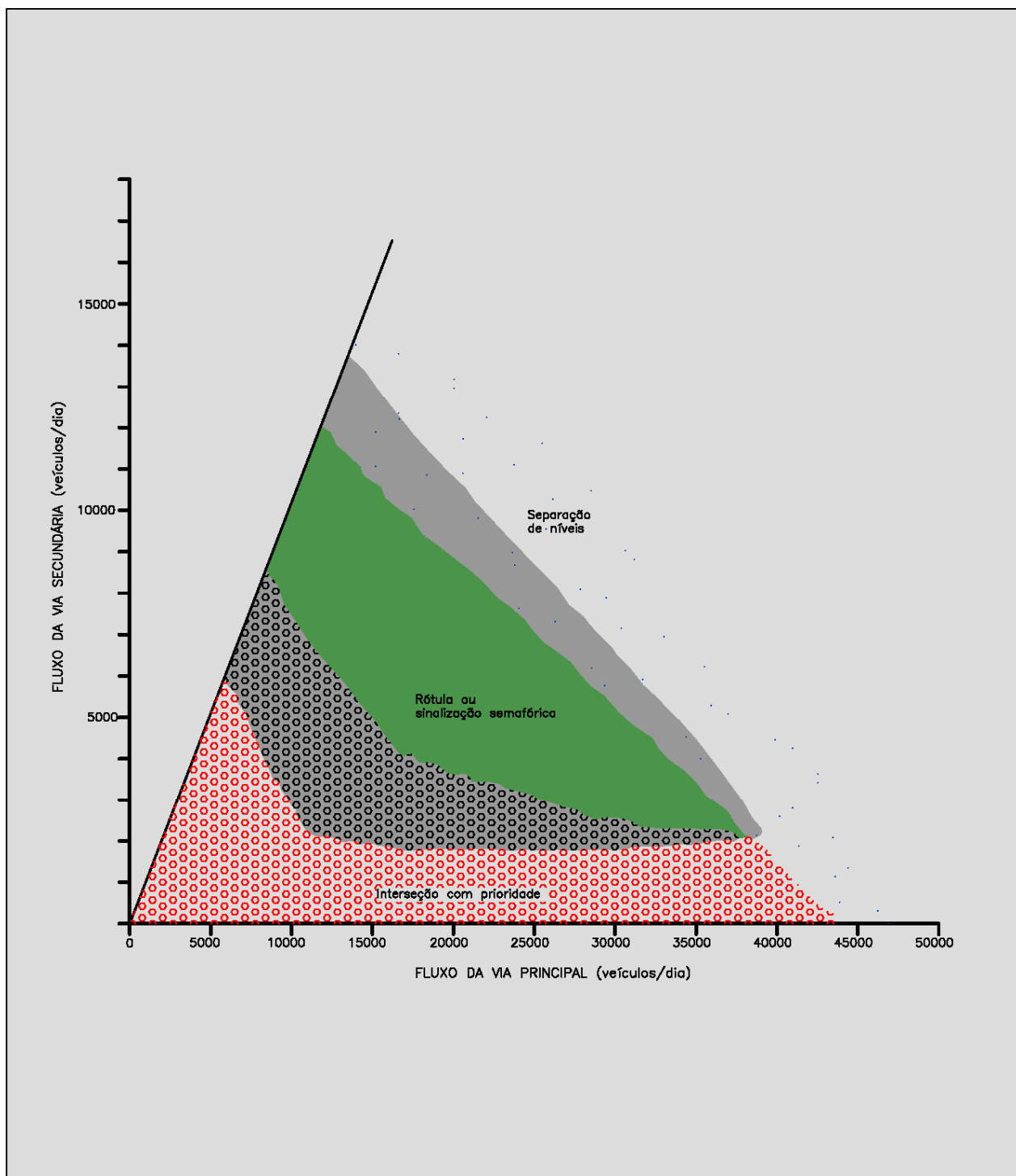



Figura 44 – Gráfico indicativo do tipo de interseção em áreas urbanas

7.2 CRITÉRIOS PARA SELEÇÃO DO TIPO DE INTERCONEXÃO

Em complemento às recomendações das *Normas Suecas* e das *Normas Inglesas* deve-se verificar a ocorrência de outras condições que justifiquem a construção de uma interconexão (interseção em níveis diferentes com ramos), tais como:

- *Via Expressa*: quando há decisão de implantar uma rodovia com limitação total de acessos.
- *Congestionamento*: quando há insuficiência de capacidade em uma interseção em nível.
- *Acidentes*: quando não é possível evitar satisfatoriamente acidentes freqüentes por outros meios mais econômicos.
- *Topografia*: quando, devido às condições topográficas, uma interseção em nível torna-se antieconômica.
- *Benefícios aos Usuários*: quando o seu custo adicional é menor que os benefícios que traz aos usuários das rodovias.

A necessidade de usar interconexões pode surgir durante o projeto de todas as rodovias classificadas funcionalmente.

Nas áreas rurais, o problema da seleção do tipo de interconexão é resolvido em função da demanda do tráfego. Quando as vias que se cruzam são vias expressas, poderá haver necessidade de interseções direcionais para volumes elevados de veículos.

Uma combinação de ramos direcionais, semidirecionais e em laços, poderá ser conveniente quando os volumes de tráfego forem elevados para uns movimentos e baixos para outros. Quando os ramos em laço forem usados em combinação com projetos de ramos direcionais e semidirecionais, é desejável que os laços sejam projetados de tal maneira a não criar trechos de entrecruzamento.

Um trevo completo é o projeto mínimo que pode ser usado no cruzamento de duas vias de acesso onde as conversões à esquerda em nível sejam proibidas. Uma interconexão em trevo é adaptável a um ambiente rural onde a faixa de domínio não é de custo proibitivo e as manobras de entrecruzamento são mínimas. No processo de tomada de decisão para adotar esse tipo de

interconexão deve-se prestar muita atenção à potencial melhoria da qualidade operacional que será alcançada, se o projeto incluir vias coletoras-distribuidoras na rodovia principal.

Interconexões simples em diamante são o tipo mais comum de projeto para o caso envolvendo uma via principal com uma via secundária. A capacidade do diamante é limitada pela capacidade dos terminais em nível na rodovia secundária. Volumes elevados de tráfego podem tornar inadequados os diamantes, a menos que seja usada sinalização semafórica.

Projetos em trevo parcial com laços em quadrantes opostos são muito apropriados devido à eliminação do problema de entrecruzamento existente nos projetos de trevo completo, podendo ainda proporcionar capacidade superior à de outros tipos de interconexões. Os projetos de trevo parcial são também adequados quando a faixa de domínio não for disponível (ou muito onerosa) em um ou mais quadrantes, ou quando alguns dos movimentos são desproporcionais em comparação com os outros. Isso é especialmente válido para altos volumes de conversão à esquerda, quando os ramos em laço podem ser utilizados para facilitar esses movimentos.

Nas áreas rurais as interconexões são geralmente muito espaçadas e podem ser projetadas em bases individuais, sem qualquer influência perceptível de outras interconexões dentro do sistema. A configuração final de uma interconexão poderá ser determinada pela necessidade de continuidade, uniformidade de padrões de saída, ocorrência de saídas simples antes da estrutura de separação de níveis, eliminação de entrecruzamento na via principal, potencial de sinalização e existência de faixa de domínio. A distância de visibilidade nos cruzamentos deve ser pelo menos igual à exigida para parada ou, se possível, maior. Se existirem saídas é preferível usar a distância de visibilidade para tomada de decisão, embora isso nem sempre seja prático.

Identificadas as alternativas para o projeto do sistema, elas deverão ser comparadas para seleção da solução a adotar, de acordo com os seguintes critérios:

- Capacidade;
- Continuidade da via;
- Uniformidade de padrões de saída ;
- Saídas simples antes da estrutura de separação de níveis;
- Existência de entrecruzamento;
- Potencial para sinalização;
- Custo;
- Disponibilidade de faixa de domínio;
- Potencial para construção por etapas;

- Compatibilidade com o meio ambiente.

A Figura 45 apresenta esquemas que se aplicam a interconexões que ligam uma via do sistema arterial principal a outras vias, em função de sua localização em áreas rurais, suburbanas ou urbanas.

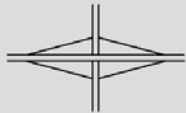
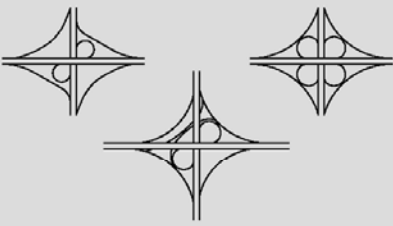
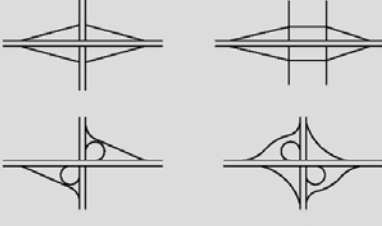
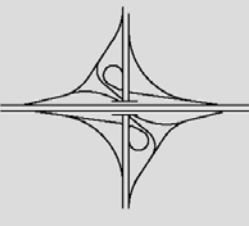
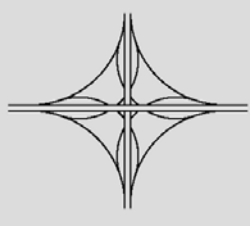



Figura 45 – Escolha do tipo de interconexão em função dos locais em que se situam

7.3 CRITÉRIOS COMPARATIVOS DE SELEÇÃO

Além dos métodos descritos para seleção do tipo mais adequado de interseção para cada caso específico, convém fazer algumas observações de caráter qualitativo, para complementação das soluções apontadas. Os critérios a seguir expostos baseiam-se na análise comparativa das características das soluções mais comuns.

7.3.1 Rótulas Modernas

Vantagens:

- Quando são bem projetadas permitem a circulação do trânsito de forma ordenada, contínua e segura;
- Eliminam os cruzamentos, tornando os conflitos menos agudos e os acidentes que possam ocorrer, menos graves;
- Apresentam melhor performance quando os volumes de tráfego são moderados e balanceados;
- Reduzem o número de pontos de conflito;
- Reduzem o consumo de combustível e a emissão de gases poluentes, pela eliminação da rápida aceleração e desaceleração presentes nas interseções semaforizadas ou controladas por sinais de regulamentação;
- Reduzem os tempos de espera;
- Apresentam baixos custos de manutenção e operação;
- Permitem manobras de retorno;
- Melhoram a qualidade estética da interseção, com o aproveitamento paisagístico da ilha central;
- Possuem maior capacidade que as interseções semaforizadas;
- Adaptam-se bem a interseções com cinco ou mais ramos.

Desvantagens:

- Necessitam mais espaço (diâmetros da ilha central > 30 m) e são geralmente mais onerosas que as interseções diretas;
- Não são apropriadas quando o trânsito de pedestres é apreciável, pois alonga os percursos, já que não se pode cruzar a via rotatória;

- Aumentam as distâncias percorridas pelos veículos, embora possam diminuir seus tempos de percurso;
- São de difícil ampliação e, portanto, não se adaptam a planos de construção por etapas.

7.3.2 Interseções em Níveis Diferentes

Vantagens:

- Capacidade para o trânsito direto igualável à capacidade das vias fora da interseção;
- Oferecem maior segurança que as interseções em nível pela ausência de conflitos diretos;
- Não necessitam que a velocidade relativa das correntes que se cruzam seja baixa e se adaptam a quase todos os ângulos de interseção das vias;
- Evitam paralisações dos veículos e grandes mudanças em suas velocidades;
- Adaptam-se à construção por etapas e são essenciais nas rodovias bloqueadas ou de acessos limitados.

Desvantagens:

- São bastante onerosas;
- As mudanças de nível podem causar a introdução de modificações indesejáveis no perfil das rodovias;
- As estruturas de separação podem se tornar antiestéticas, principalmente em vias urbanas;
- Não se adaptam facilmente a uma interseção de muitos ramos.

7.3.3 Trombeta

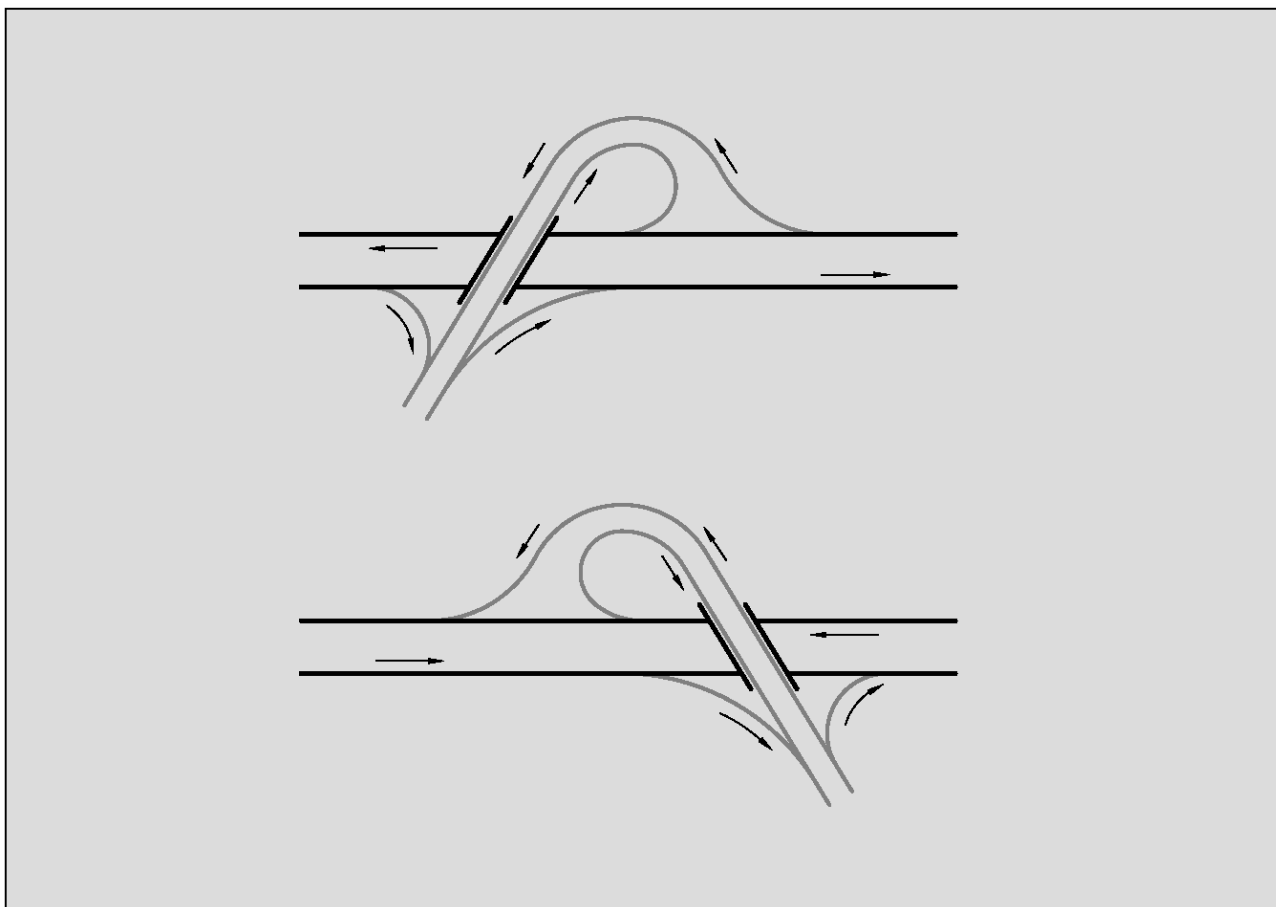



Figura 46 - Trombeta

Vantagens:

- Ausência de entrecruzamentos.
- Alta capacidade de tráfego.
- Movimentos direcionais e semidirecionais.

7.3.4 Diamante Simples

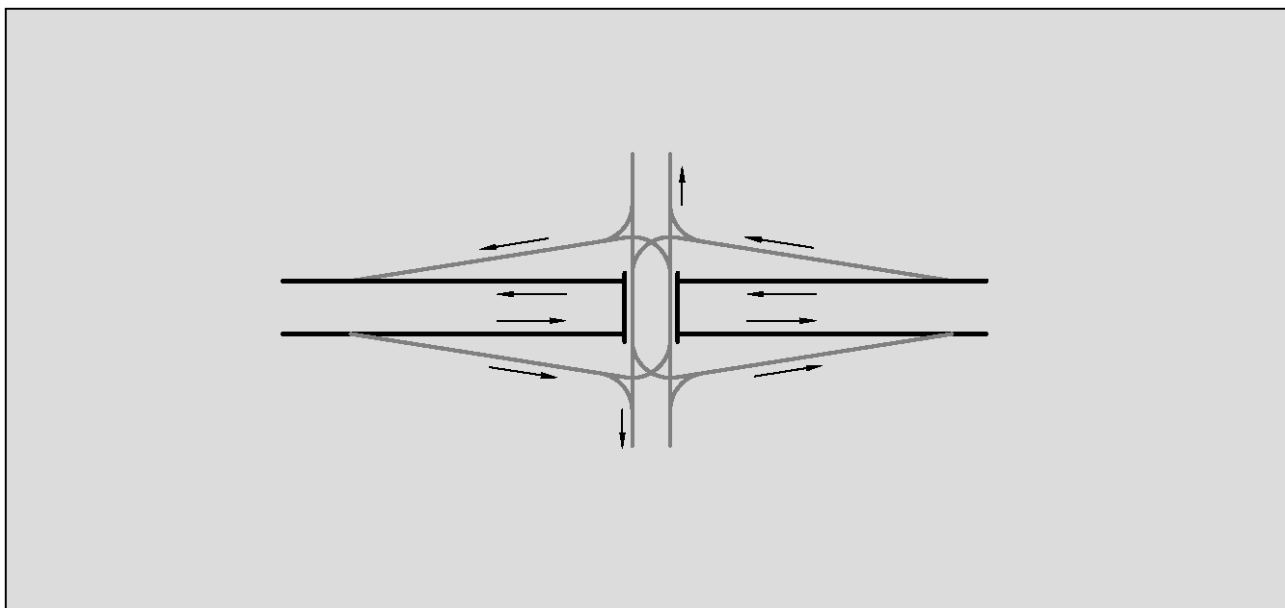



Figura 47 – Diamante simples

Vantagens:

- Requer pouco espaço fora da faixa de domínio da rodovia principal.
- Ausência de entrecruzamentos na rodovia principal.
- Estrutura relativamente econômica.
- Conexões mais diretas com a via principal.
- Entradas e saídas simples.
- Ramos de pequena extensão.

Desvantagens:

- Muitos pontos de conflito na rodovia secundária.
- Possibilidade de manobras erradas.
- Requer canalização de tráfego na rodovia secundária.
- Requer parada obrigatória para o tráfego que gira à esquerda na via secundária.
- Quando semaforizada requer sinal luminoso de três fases.

7.3.5 Diamante Desdobrado

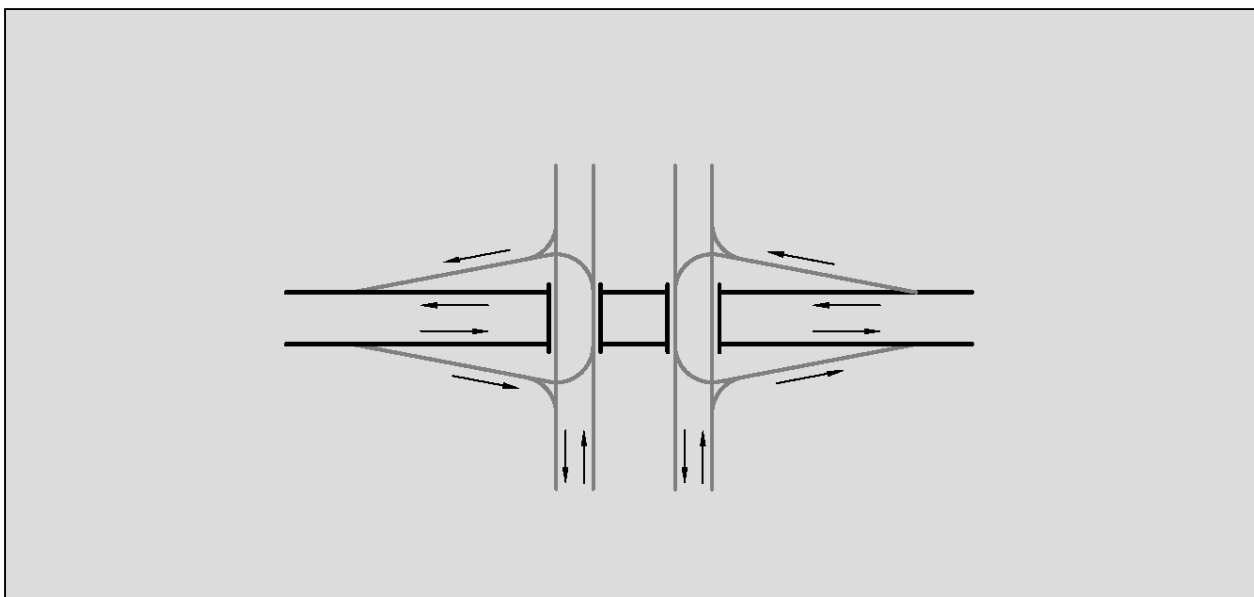



Figura 48 – Diamante desdobrado

Vantagens:

- Maior capacidade que o diamante simples devido a redução de conflitos.
- Requer pouco espaço fora da faixa de domínio da rodovia principal.
- Ausência de entrecruzamentos na rodovia principal.
- Conexões mais diretas com a via principal.
- Entradas e saídas simples.
- Ramos de pequena extensão.

Desvantagens:

- Requer duas obras-de-arte.
- Muitos pontos de conflito na rodovia secundária.
- Possibilidade de manobras erradas.
- Requer canalização de tráfego na rodovia secundária.
- Requer parada obrigatória para o tráfego que gira à esquerda na via secundária.
- Quando semaforizada requer sinal luminoso de três fases.

7.3.6 Diamante Desdobrado com um Sentido de Circulação

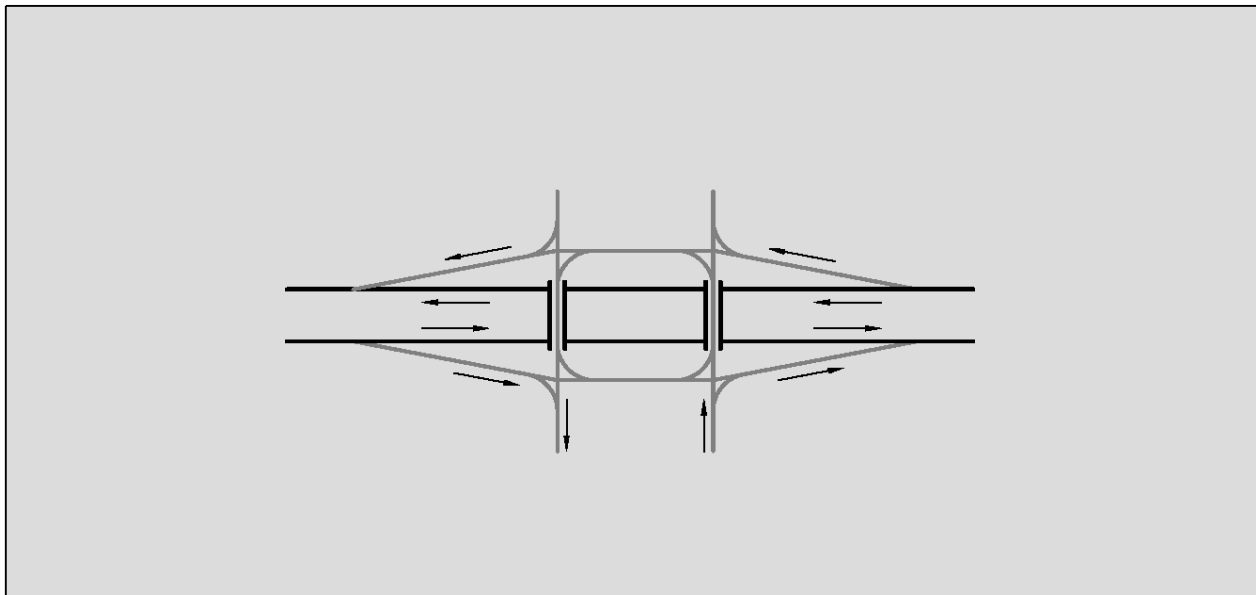



Figura 49 – Diamante desdobrado com um sentido de circulação

Vantagens:

- Proporciona maior capacidade em relação aos outros tipos de interconexão em diamante.
- Requer pouco espaço fora da faixa de domínio da rodovia principal.
- Ausência de entrecruzamentos na rodovia principal.
- Estruturas relativamente econômicas.
- Conexões mais diretas com a via principal.
- Entradas e saídas simples.

Desvantagens:

- Requer duas obras-de-arte.
- Possibilidade de manobras erradas.
- Requer canalização de tráfego na rodovia secundária.
- Requer parada obrigatória para o tráfego que gira à esquerda na via secundária.
- Aumenta as distâncias percorridas pelos veículos em alguns deslocamentos.

7.3.7 Trevo Completo (quatro folhas)

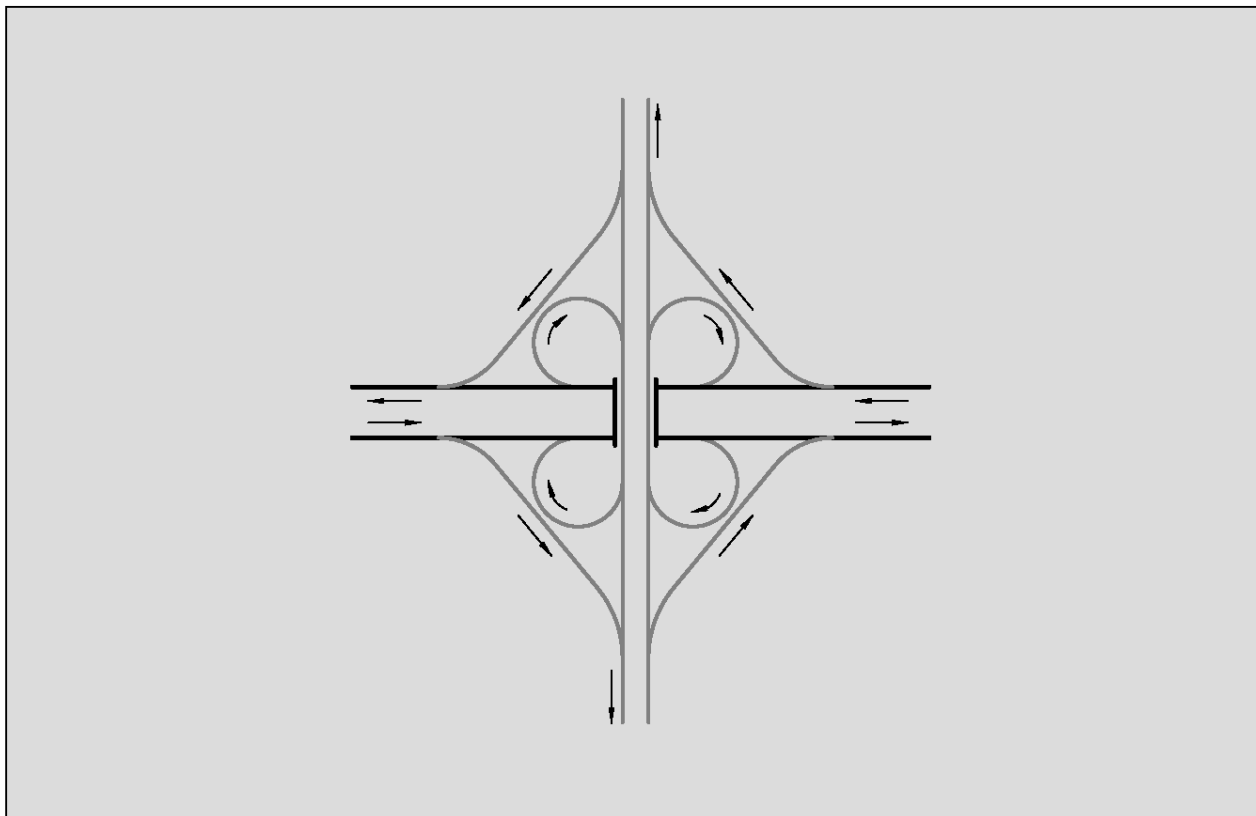



Figura 50 – Trevo completo (Quatro folhas)

Vantagens:

- Fluxo contínuo para todos os movimentos.
- Sinalização semafórica desnecessária.
- Pode ser construído por etapas.

Desvantagens:

- Exige grandes áreas para implantação.
- Requer duas saídas na rodovia principal.
- Capacidade limitada em função do entrecruzamento.

7.3.8 Trevo Completo com Vias Coletoras – Distribuidoras

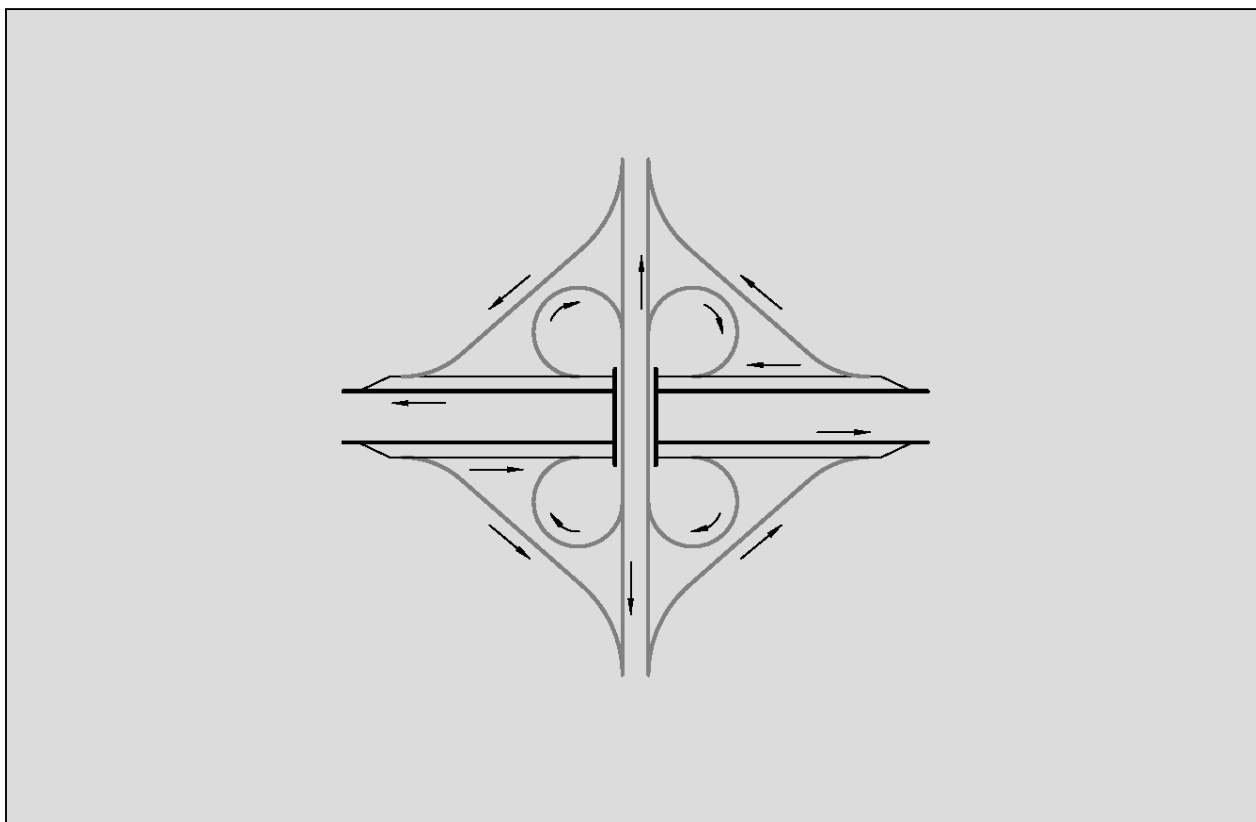



Figura 51 – Trevo completo com vias coletoras - distribuidoras

Vantagens:

- Apresenta maior capacidade que o trevo simples.
- Remove os entrecruzamentos da via principal para as vias coletoras- distribuidoras.
- Reduz o número de entradas e saídas na rodovia principal.

Desvantagens:

- Exige grandes áreas, com elevados custos de construção.

7.3.9 Trevo Parcial (dois quadrantes)

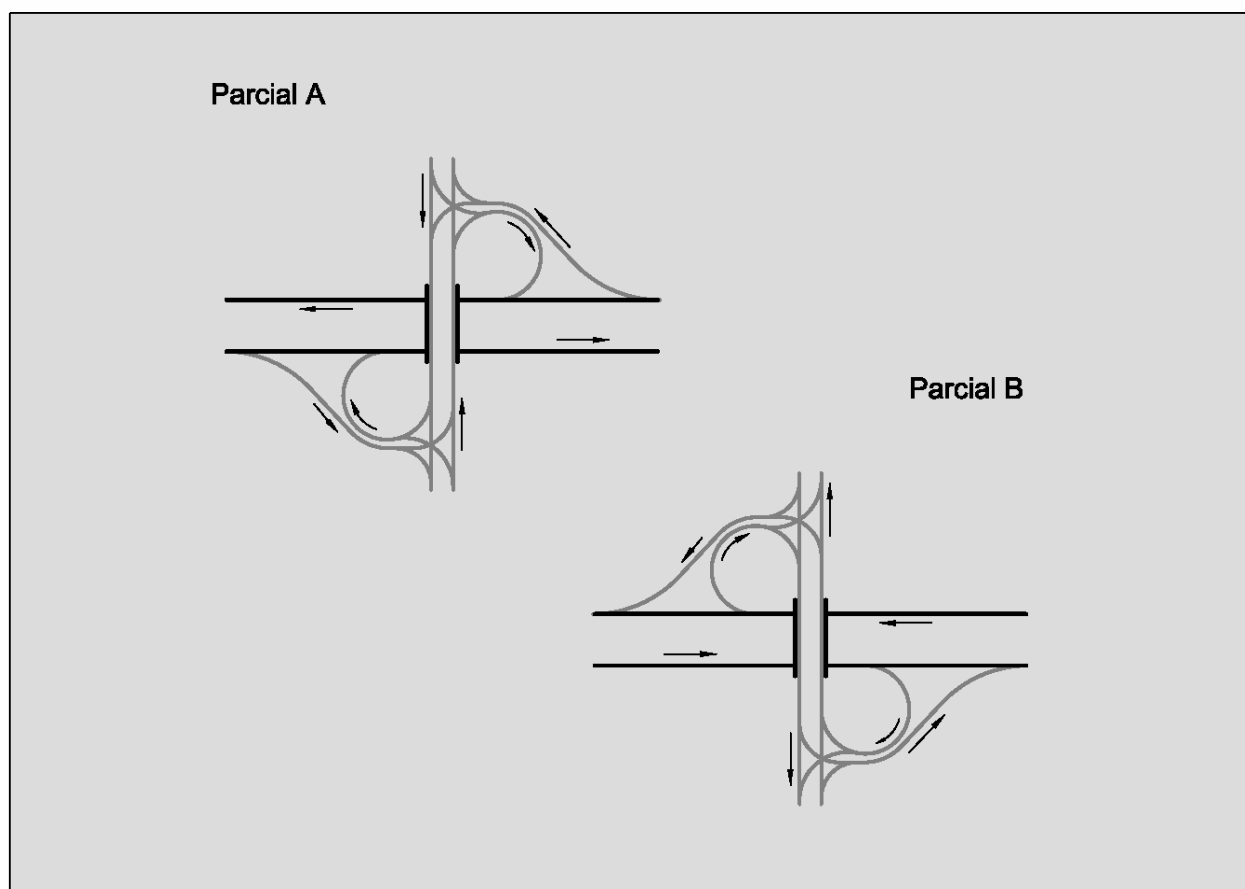



Figura 52 – Trevo parcial (Dois quadrantes)

Vantagens:

- Ausência de entrecruzamentos na rodovia principal.
- Saídas simples da rodovia principal.
- Evita manobras erradas na rodovia principal.
- Possibilita melhorias futuras.
- Todos os movimentos a partir da rodovia secundária são naturais (Parcial B).

Desvantagens:

- Pontos de conflito na rodovia secundária limitam a capacidade e reduzem a segurança.
- Requer canalização do tráfego na rodovia secundária.
- Movimentos de conversão à direita a partir da rodovia secundária são antinaturais (Parcial A).

7.3.10 Trevo Parcial (quatro quadrantes)

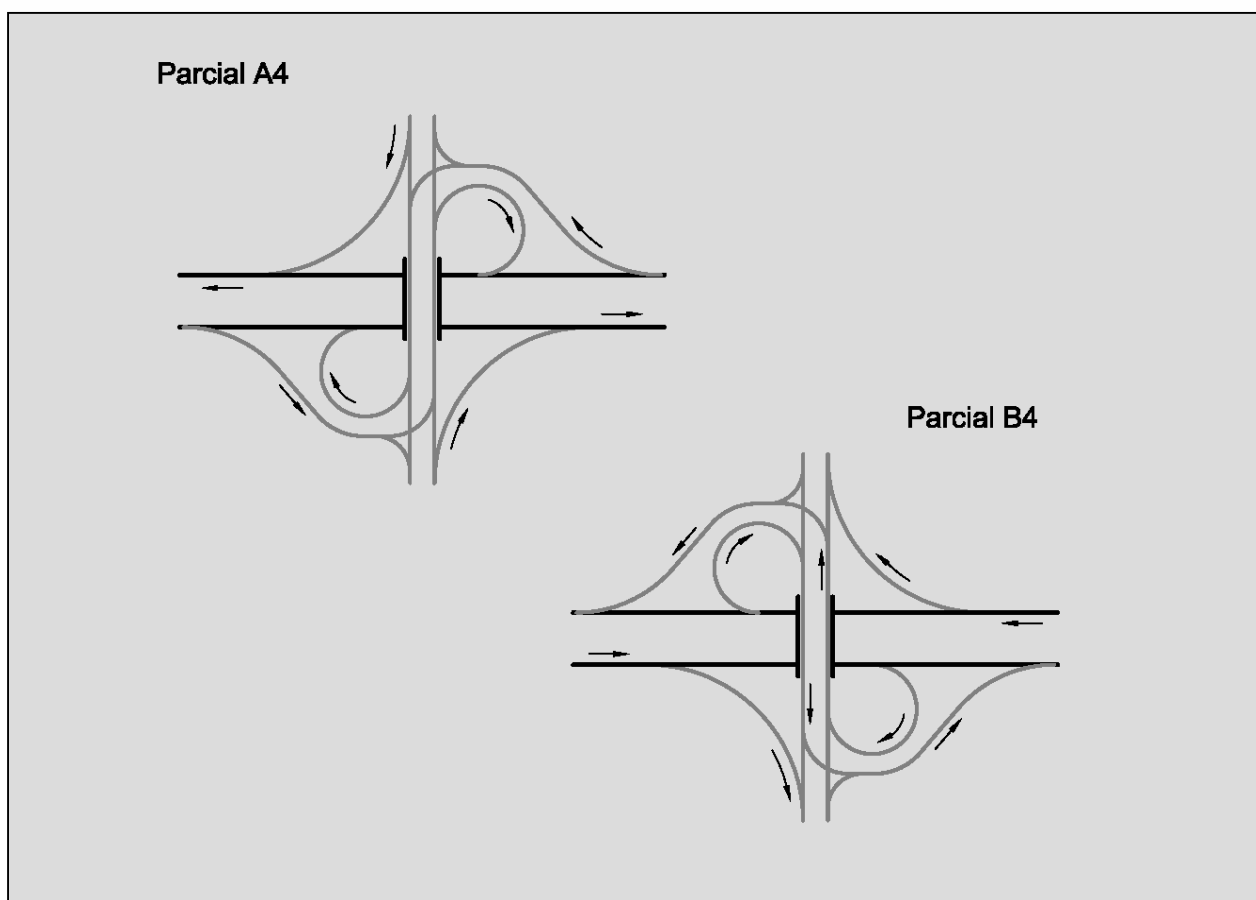



Figura 53 – Trevo parcial (Quatro quadrantes)

Vantagens:

- Ausência de entrecruzamentos na rodovia principal.
- Alta capacidade de tráfego.
- Saídas simples da rodovia principal (Parcial A4).
- Não conduz a movimentos errados (Parcial A4).
- Sinalização simples.

Desvantagens:

- Exige grandes áreas para implantação.
- Custos mais elevados.
- Duas saídas na rodovia principal (Parcial B4).
- Possibilidade de manobras erradas (Parcial B4).
- Requer sinal luminoso na via secundária quando os volumes de giro são altos.

7.3.11 Semidirecional

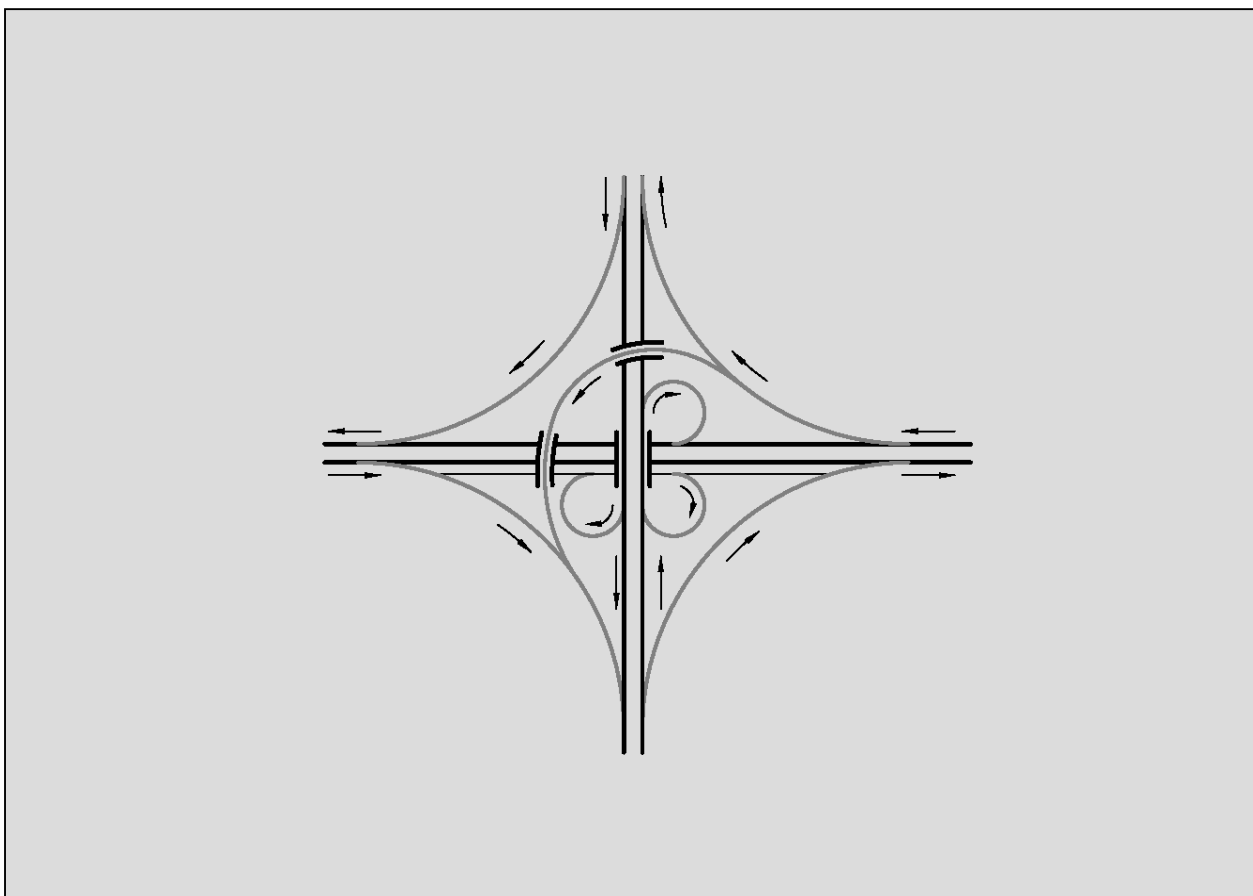



Figura 54 - Semidirecional

Vantagens:

- Possui excelentes características operacionais.
- Acomoda grandes volumes de tráfego.

Desvantagens:

- Exige grandes áreas para implantação.
- Construção bastante onerosa.

7.3.12 Giratório

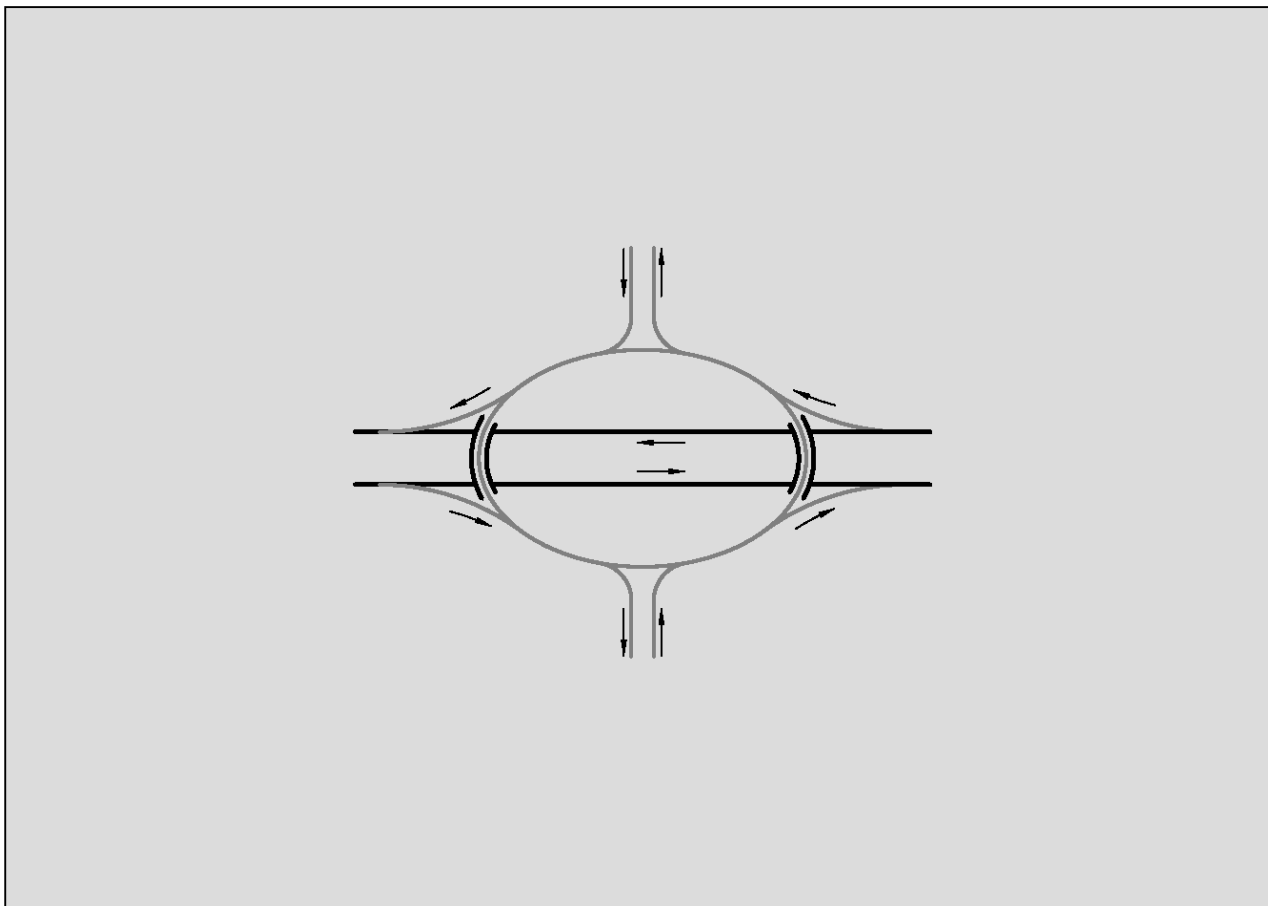



Figura 55 - Giratório

Vantagens:

- Solução relativamente simples em zonas rurais onde existam quatro ou mais rodovias que se cruzam, com volumes relativamente pequenos.

Desvantagens:

- Requer grandes áreas para implantação.
- Elevado custo de construção de obras-de-arte.
- Sinalização mais complexa.

7.4 ANÁLISE DA CAPACIDADE OPERACIONAL DO PROJETO

As interseções devem ser projetadas para acomodar os volumes de tráfego determinados para o ano de projeto, normalmente escolhido como o 10º ano após o ano de abertura. É importante que a interseção durante o período anterior aos 10 anos atenda o melhor possível as necessidades da demanda, sem custos excessivos.

Poderá ocorrer, em certos casos, que para o ano de abertura os volumes de tráfego exijam uma solução mínima, e que para o ano de projeto as projeções daqueles volumes requeiram uma solução em dois níveis, de porte muito superior à primeira. Nestas condições, se for conveniente, poderá ser adotado um esquema de projeto por etapas, compatível com a evolução da demanda de tráfego. Com isto, será possível prever e reservar a área necessária à implantação da melhoria, com um pequeno investimento adicional, evitando problemas futuros de desapropriação.

A capacidade de uma interseção é função de um grande número de variáveis. Atendendo à precisão com que essas variáveis possam ser obtidas para o ano de projeto, a capacidade deve ser estimada com emprego de metodologia confiável. O *Highway Capacity Manual - HCM* é o documento técnico mais consagrado para esse fim. O Manual para Determinação da Capacidade de Rodovias da Sociedade de Pesquisas de Rodovias e Tráfego da Alemanha (*Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen - HBS*, Forschungsgesellschaft für Strassen - und Verkehrswesen, 2001) pode também ser utilizado com o mesmo objetivo, embora adote metodologia diferente.

7.4.1 Ramos e Terminais

Os ramos e seus terminais são elementos que podem influir negativamente nas condições de operação das rodovias quando sujeitos a demanda excessiva ou apresentam projetos deficientes. Essas condições podem resultar em congestionamento do terminal, provocando a saída de veículos da faixa externa da rodovia e sobrecarregando as faixas remanescentes.

A perda em eficiência é função do volume do tráfego que chega ou sai da rodovia, da distância entre os pontos de entrada e saída e do projeto geométrico do terminal. O efeito conjunto no restante da corrente é que é levado em conta, já que não se conhecem bem as contribuições individuais dos vários fatores.

O grau de congestionamento de um ramo está relacionado com o volume total de tráfego na faixa da rodovia adjacente aos ramos de entrada ou de saída, na vizinhança da junção (volume conjunto do tráfego do ramo de acesso e do tráfego da rodovia na faixa adjacente).

O HCM contém os procedimentos para estimar o tráfego direto da faixa externa da rodovia, imediatamente antes do ponto de convergência do ramo de entrada e no trecho anterior ao ponto de divergência do ramo de saída.

Como é indicado na Figura 56, o modelo de análise do *Highway Capacity Manual (HCM)* considera apenas a área de influência numa extensão de 450 m, incluindo as faixas de aceleração e desaceleração e as duas faixas adjacentes da via expressa. Essa área experimenta a maior parte do impacto operacional para todos os níveis de serviços.

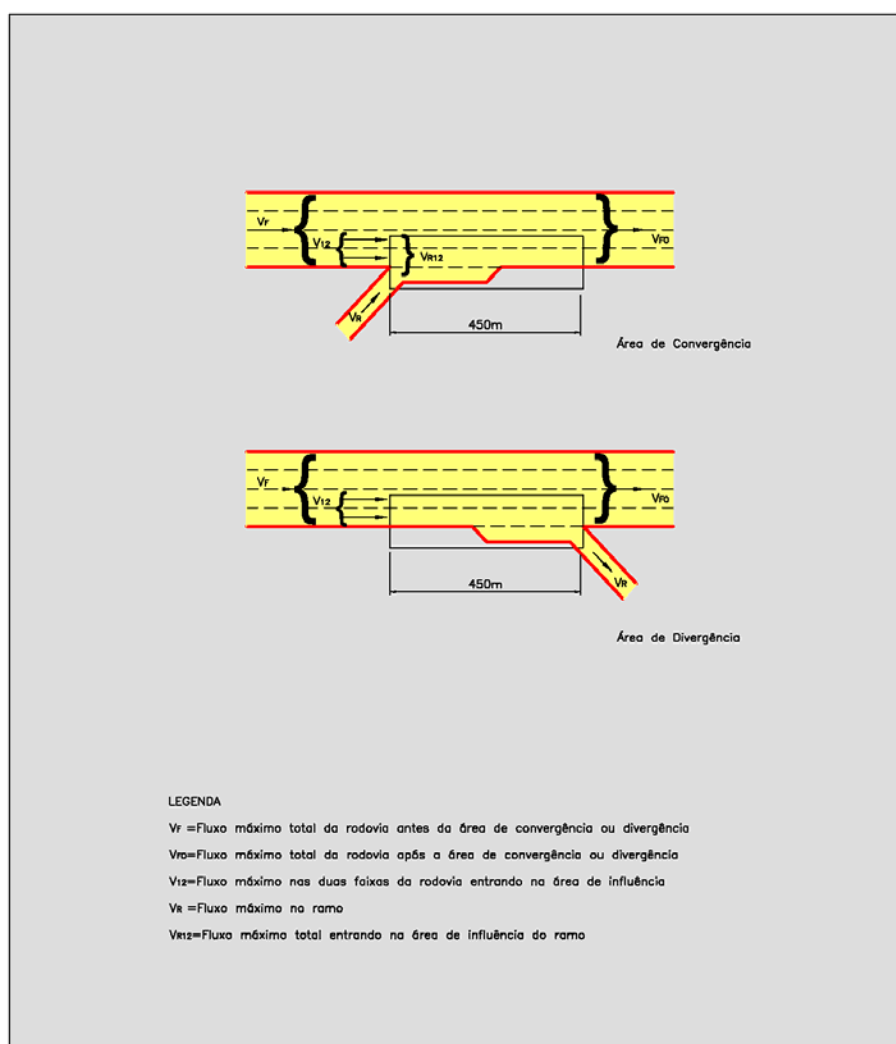



Figura 56 – Variáveis de tráfego na area de influência dos terminais

7.4.1.1 Capacidade dos ramos

Devido ao fato de que a maioria dos problemas ocorre nos terminais, pouca informação existe sobre as características operacionais dos ramos propriamente, mas alguns elementos vêm sendo considerados para efeito de orientação geral.

As principais diferenças entre os ramos e as rodovias são:

- Ramos são vias de comprimento e largura limitados (freqüentemente tendo uma única faixa de trânsito).
- A velocidade do seu fluxo é geralmente menor que as das vias conectadas, especialmente da via expressa.
- Em ramos com faixa única, que não permitem ultrapassagem, o efeito negativo dos caminhões e outros veículos lentos é mais acentuado que nas rodovias com mais de uma faixa;
- Em junções de ramos com vias locais podem se desenvolver filas nos ramos, principalmente se há semáforo na junção.

A Tabela 11 apresenta critérios aproximados para a determinação da capacidade, baseados em pesquisas conduzidas por Leisch (*Capacity Analysis Techniques for Design and Operation of Freeway Facilities*. FHWA, U.S. Department of Transportation, 1974) e em estudos desenvolvidos por Roess e Ulerio (*Capacity of Ramp – Freeway Junctions. Final Report*, NCHRP Project 3-37, Polytechnic University, Brooklyn, N. Y., 1993).

Quadro 11 - Capacidade aproximada dos ramos

Velocidade média do fluxo Vm (km/h)	Capacidade (ucp/h)	
	Ramos com uma faixa	Ramos com duas faixas
Vm> 80	2.200	4.400
65 < Vm ≤ 80	2.100	4.100
50 < Vm ≤ 65	2.000	3.800
30 ≤ Vm ≤ 50	1.900	3.500
Vm < 30	1.800	3.200

Fonte: Highway Capacity Manual - 2000

Observe-se que as capacidades são dos ramos e não dos terminais. Não há evidência, por exemplo, que um terminal de entrada com ramo de duas faixas possa acomodar mais veículos que com ramo de uma faixa. É improvável que o terminal de um ramo de duas faixas possa acomodar mais de 2.250 a 2.400 ucp/h na área de convergência, onde se integra com o tráfego

direto. A configuração com duas faixas fará a incorporação com menor turbulência e melhor nível de serviço, mas não aumentará a sua capacidade, que é controlada pela capacidade do segmento da rodovia após a convergência.

Em casos especiais de grandes fluxos de entrada deve ser considerada uma *convergência em garfo*, o que exige uma faixa adicional na rodovia principal a partir da convergência. Uma área de *convergência em garfo* é formada quando duas vias de faixas múltiplas se juntam e passam a constituir um única via. O número de faixas após a convergência deve ser igual à soma das faixas das duas vias ou a essa soma menos um.

Estudos indicam que ramos de saída de duas faixas podem acomodar fluxos maiores na área de divergência que ramos com uma única faixa, podendo atingir 4.000 ucp/h. Uma *divergência em garfo* pode também ser considerada, para melhor balanceamento dos fluxos. Uma área de *divergência em garfo* é formada quando uma via de faixas múltiplas se bifurca em duas vias de faixas múltiplas. O número total de faixas das duas vias após a divergência deve ser igual ao número de faixas da via de aproximação ou a esse número mais um.

Mesmo quando se usa uma configuração de faixa simples para divergência ou convergência, há várias razões para considerar o alargamento do ramo fora da área do terminal, a saber:

- Quando um ramo tem mais de 300 m, uma segunda faixa permite a passagem por veículos lentos ou parados. Isso pode ser conseguido com uma faixa simples acrescida de um acostamento pavimentado de 2,50 m.
- Quando se espera que se formem filas em terminais semaforizados, por exemplo, uma faixa adicional aumenta a capacidade de armazenagem.
- Quando o ramo tem greide forte ou outras características geométricas mínimas, uma segunda faixa permite a passagem de veículos lentos.

Em todos esses casos o ramo de duas faixas deverá ter sua largura reduzida por um *taper* para uma faixa única antes do terminal de entrada.

7.4.1.2 Capacidade dos terminais

a) Capacidade da área de convergência

A capacidade de uma área de convergência é determinada preliminarmente pela capacidade do segmento da rodovia que se segue. Desta forma, o fluxo total que chega no inicio da confluência não pode exceder a capacidade básica do segmento da via que se segue. Não há razões para

admitir que a turbulência da área de convergência reduza a capacidade do segmento da via em que se situa.

Estudos mostram também que há um limite prático para o fluxo que entra na área de influência. Para um ramo de entrada, o fluxo que entra na área de influência de convergência inclui V_{12} e V_R (Figura 56). Assim, o fluxo total da área de influência em unidades de carros de passeio por hora (ucp/h) é dado pela equação:

$$V_{R12} = V_{12} + V_R$$

onde:

V_{R12} = Fluxo máximo total entrando na área de influência do ramo.

V_{12} = Fluxo máximo nas duas faixas da rodovia entrando na área de influência.

V_R = Fluxo máximo no ramo.

A Tabela 12 relaciona os valores máximos do fluxo a partir da área de convergência ($V_{FO} = V_F + V_R$) e os valores máximos desejáveis para o fluxo total entrando na área de influência (V_{R12}), em carros de passeio por hora, sendo:

V_{FO} = Fluxo máximo total da rodovia após a área de convergência ou de divergência.

V_F = Fluxo máximo total da rodovia antes da área de convergência ou de divergência.

Tabela 12 - Valores de capacidade nas áreas de convergência

Velocidade do fluxo da via (km/h)	Fluxo máximo na via após a convergência - V_{FO} (ucp/h)				Fluxo máximo entrando na área de influência V_{R12} (ucp/h)
	Número de faixas em um sentido				
	2	3	4	> 4	
120	4.800	7.200	9.600	2.400/faixa	4.600
110	4.700	7.050	9.400	2.350/faixa	4.600
100	4.600	6.900	9.200	2.300/faixa	4.600
90	4.500	6.750	9.000	2.250/faixa	4.600

Fonte: Highway Capacity Manual - 2000

Duas condições podem ocorrer para um determinado caso. A primeira sucede quando o fluxo total da rodovia (V_{FO}) excede a capacidade da área de convergência. Tem-se então *nível F*, formando-

se filas de espera na chegada no segmento de convergência, independentemente de ser excedida ou não a capacidade da área de convergência.

A segunda condição ocorre quando o fluxo total entrando na área de influência (V_{R12}) excede o valor máximo desejável, mas o fluxo total da rodovia (V_{FO}) não ultrapassa a sua capacidade na área de convergência. Neste caso, são esperadas grandes densidades de tráfego, mas não se devem formar filas de espera. A faixa de distribuição dos veículos que chegam deve ficar mais carregada que as faixas adjacentes. A operação deve se manter estável, sem se atingir o *nível F*.

Quando o fluxo total na área exceder a capacidade do segmento, tem-se *nível F*. Não há necessidade de confirmação por outros cálculos. Para todos os outros casos, incluindo quando V_{R12} excede os limites indicados, o nível de serviço será determinado pela estimativa da densidade da área de influência do ramo.

b) Capacidade da área de divergência

Os três valores limites que devem ser verificados em uma área de divergência são o fluxo total que pode sair da área, as capacidades dos trechos que se sucedem da rodovia ou ramo, ou ambos, e os fluxos máximos que podem entrar nas faixas adjacentes da rodovia antes da faixa de desaceleração.

Em uma área de divergência, o fluxo total que pode sair é geralmente limitado pela capacidade das faixas da rodovia que se aproximam desta área. Em todos os projetos adequados de divergência o número de faixas que saem da área de divergência é igual ou uma unidade maior que o número que entra. Este fluxo (V_F) já foi definido previamente. A Tabela 13 relaciona os valores da capacidade para esse fluxo.

O segundo limite é o mais importante, já que é a razão básica do colapso da área de divergência. O colapso de uma divergência é freqüentemente relacionado com a capacidade de uma das vias de saída, principalmente o ramo. A capacidade de cada saída deve ser comparada com o fluxo esperado. Os valores da capacidade da rodovia depois da área de divergência são tirados da Tabela 13 para o número correspondente de faixas de trânsito. Para o ramo de saída os valores da capacidade são obtidos da Tabela 11.

O fluxo que entra nas faixas adjacentes 1 e 2 logo antes da faixa de desaceleração é simplesmente o fluxo das faixas 1 e 2 (V_{12}). Este fluxo inclui o fluxo de saída. A Tabela 13 relaciona os valores máximos desejados para V_{12}.

Tabela 13 - Valores da capacidade nas áreas de divergência

Velocidade do fluxo da via (km/h)	Fluxo máximo na via antes V_F, ou depois V_{FO} (ucp/h)				Fluxo máximo entrando na área de influência V_{12} (ucp/h)
	Número de faixas em um sentido				
	2	3	4	> 4	
120	4.800	7.200	9.600	2.400/faixa	4.400
110	4.700	7.050	9.400	2.350/faixa	4.400
100	4.600	6.900	9.200	2.300/faixa	4.400
90	4.500	6.750	9.000	2.250/faixa	4.400

Fonte: Highway Capacity Manual – 2000

O colapso do segmento de divergência (*nível de serviço F*) é esperado em qualquer uma das seguintes condições:

- A capacidade do trecho anterior da rodovia é excedida pelo fluxo total que chega;
- A capacidade do trecho posterior da rodovia é excedida pelo fluxo que prossegue pela via, ou;
- A capacidade do ramo de saída é excedida pelo fluxo de saída.

Quando o fluxo total que se aproxima da área de influência da divergência (V_{12}) excede seu máximo valor desejável, mas o fluxo de demanda total está dentro dos limites da capacidade, podem ser esperadas densidades elevadas localizadas, mas a estabilidade do fluxo é mantida. Em tais casos, é provável que mais veículos usem as faixas externas do que é indicado por esta metodologia. O nível de serviço é determinado estimando a densidade da área de influência direta do ramo de saída.

7.4.2 Trechos de Entrecruzamento

Em um trecho de rodovia com duas ou mais faixas, com sentido único de percurso, um veículo pode se deslocar dentro de uma mesma faixa ou passar para uma faixa vizinha, em um intervalo adequado da corrente de veículos. Quando há trocas de veículos entre duas faixas vizinhas, diz-se que esses veículos executam manobras de entrecruzamento. O comprimento do segmento da rodovia em que podem ocorrer essas manobras é o comprimento do entrecruzamento. Admite-se que apenas os veículos que necessitem trocar de faixa, em função das rotas que deverão seguir, é que efetuarão manobras de entrecruzamento. A Figura 57 ilustra esses conceitos.

O/D	A	B	C	D
A	–	1000	–	200
B	–	–	–	–
C	–	300	–	150
D	–	–	–	–

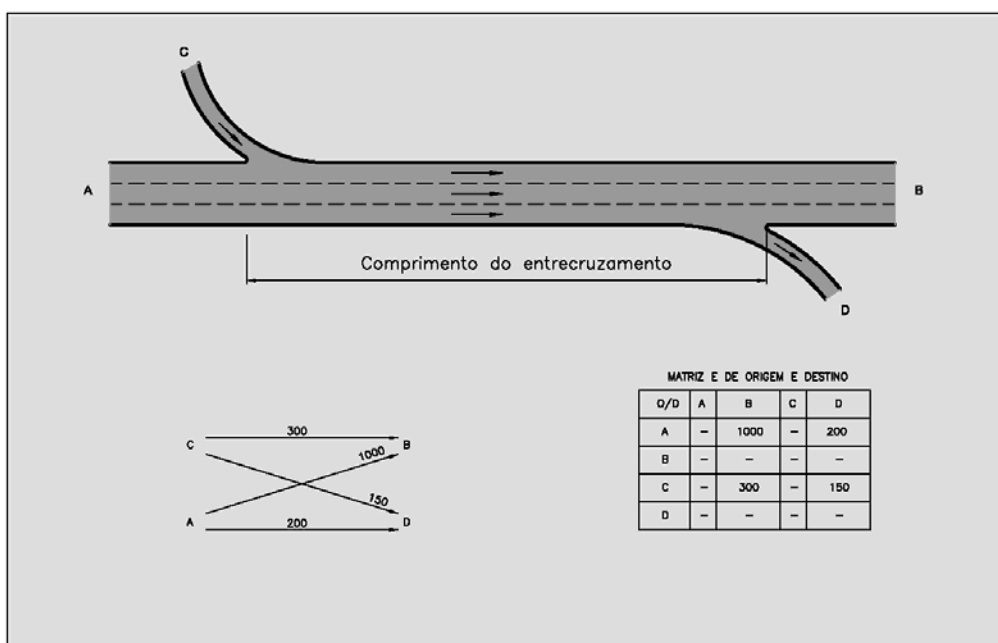



Figura 57 – Manobras de entrecruzamento

A matriz de origem e destino contém os volumes de veículos das várias correntes possíveis. Entre as correntes AB e CD são necessárias 1.150 trocas de veículos, das quais 1.000 são de veículos que se deslocam entre A e B e 150 daqueles que vão de C para D. Os 300 veículos que vão de C para B e os 200 veículos que vão de A para D não necessitam mudar de faixa. Tem-se então 1.150 manobras de entrecruzamento, correspondentes à soma dos movimentos das correntes AB e CD.

Os entrecruzamentos podem ser simples ou múltiplos, em função da sobreposição das manobras de entrecruzamento, como exemplificado na Figura 58.

- *Entrecruzamentos simples*: uma única entrada na corrente de tráfego é seguida por uma única saída.
- *Entrecruzamentos múltiplos*: duas entradas consecutivas na corrente de tráfego são seguidas por uma ou várias saídas, ou uma entrada na corrente de tráfego é seguida por duas ou mais saídas.

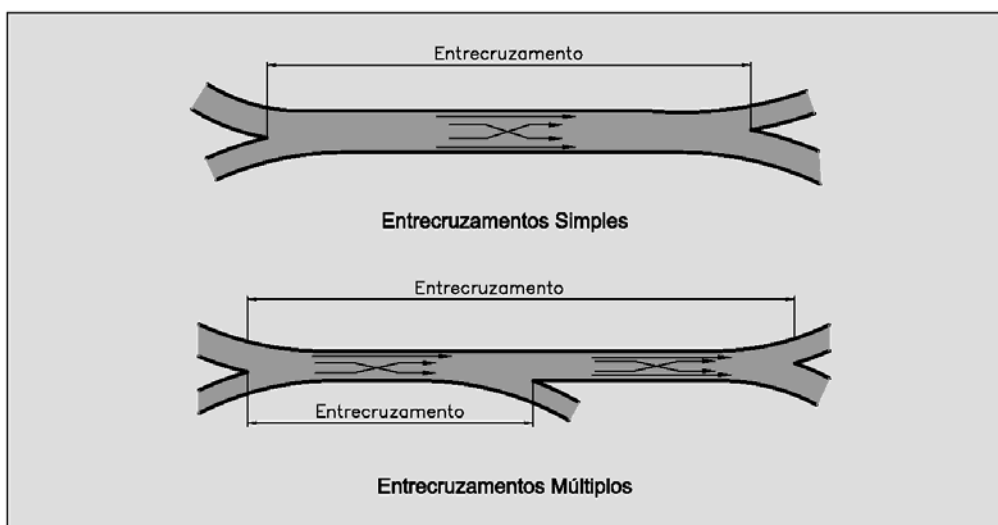



Figura 58 – Seções de entrecruzamento

Os trechos com manobras de entrecruzamento devem ser projetados de modo a apresentarem níveis de serviço compatíveis com o da rodovia remanescente. O nível de serviço do trecho é função de seu comprimento, número de faixas e volumes das correntes que se entrecruzam e que seguem direto. Valor elevado do volume total de entrecruzamento causa redução considerável na velocidade do tráfego. Acima de um determinado limite ocorrem sérios congestionamentos.

O *Highway Capacity Manual* inclui um algoritmo para prever as velocidades médias das correntes que se entrecruzam e das que seguem direto no trecho de entrecruzamento. Os níveis de serviço são baseados nessas velocidades médias. A experiência recomenda que se fixem comprimentos máximos para que se considere relevante a análise do entrecruzamento. Além desses comprimentos são considerados independentemente os movimentos de convergência e divergência. O HCM recomenda que a partir de 750 metros se estudem separadamente os efeitos de convergência e divergência.

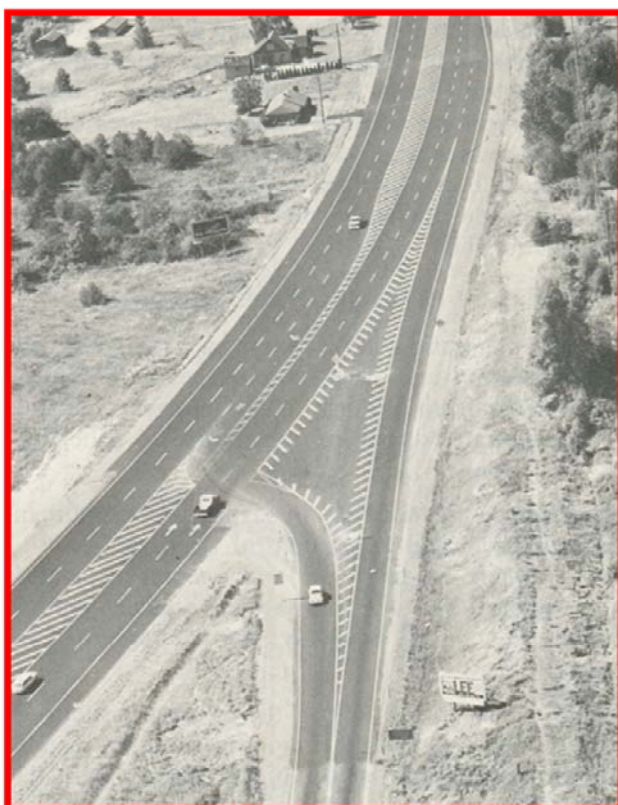
7.4.3 Comentários sobre a aplicação dos métodos do HCM

Os métodos para estimar a capacidade de interseções expostos no HCM são fundamentalmente empíricos e se baseiam em observações feitas nos Estados Unidos, assim como em critérios e normas estritamente norte-americanos. É evidente que os postulados em que se baseiam esses métodos variam de um país a outro e dentro de um mesmo país. Os motoristas não conduzem seus veículos de igual forma em todos os lugares nem seu comportamento e grau de obediência às regras de trânsito têm uniformidade geográfica. O tamanho e demais características dos

veículos, bem como a composição de tráfego, mudam de um local para outro. O conceito de congestionamento é muito variável e o grau de tolerância é função dos recursos disponíveis.

A capacidade depende de fatores complexos, e é praticamente impossível calculá-la com exatidão, sendo necessário conformar-se em estimá-la com valores aproximados. Diga-se a favor do HCM que tem sido atualizado sistematicamente, com contínuo aperfeiçoamento, incorporando significativos avanços na determinação da capacidade e níveis de serviço. A edição de 2000 permite a obtenção dos níveis de serviço por sentido de tráfego, níveis de serviço nas rampas de subida (terceira faixa), níveis de serviço em interseções com e sem sinalização semafórica, capacidade de terminais de entrada e saída, etc. Além disso, os métodos podem ser aplicados com a utilização de sistemas de processamento eletrônico disponíveis.

O que parece inegável é a universalidade do método adotado pelo Manual de Capacidade que, além de servir de guia para futuros estudos, dá a oportunidade de sua aplicação em outros países ajustando os resultados americanos. Com efeito, à falta de uma análise detalhada das condições de cada cidade, os resultados do HCM podem ser aplicados diretamente, já que sempre se chega a aproximações razoáveis da realidade. Não se deve, entretanto, abandonar o desenvolvimento de métodos próprios, mais condizentes com a nossa realidade, a exemplo do que fazem a Inglaterra e a Alemanha.

Capítulo 8

Interseções em Nível

8 INTERSEÇÕES EM NÍVEL

8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Muitos fatores influem na escolha do tipo e dimensões de uma interseção, mas os principais são os volumes horários de projeto das várias correntes de tráfego e sua composição por tipo de veículo.

No projeto de uma interseção o tráfego que gira à esquerda deve ser separado do tráfego direto sempre que possível. A inclusão de faixas de giro à esquerda reduz de 20% a 65% das colisões, sendo recomendadas sempre que os volumes de tráfego são suficientemente elevados (Gluck, J.S., H.S. Levinson, and V. Stover. *Impacts of Access Management Techniques.* NCHRP Report 420, Washington, DC: Transportation Research Board, 1999).

Condições locais e o custo de aquisição das faixas de domínio influenciam também na escolha do tipo de interseção e seu detalhamento. Distâncias de visibilidade limitadas, ângulos de interseção acentuados, greides elevados das vias que se interceptam, podem tornar conveniente a canalização mesmo para volumes limitados de tráfego.

Para benefício do tráfego direto o número de interseções deve ser reduzido ao mínimo. Onde há interseções muito próximas em uma via de dois sentidos, raramente se consegue coordenar os movimentos do tráfego com sinalização semafórica. Além disso, deve-se considerar também o nível de interferência dos fluxos das rodovias transversais. É necessária análise do tráfego do conjunto das vias afetadas com as soluções adotadas, e não somente da rodovia principal.

A classificação funcional da rodovia, o volume e composição do tráfego em cada ramo da interseção, inclusive pedestres, durante um ou mais períodos de pico do dia, indicarão o tipo de controle de tráfego necessário, as larguras de pistas, faixas auxiliares, e grau de canalização a empregar.

A composição do tráfego afeta diretamente o projeto. Movimentos envolvendo grandes veículos de carga exigem maiores áreas e greides mais suaves. Paradas de ônibus próximas e as velocidades de aproximação do tráfego influem também no projeto da interseção e sua sinalização.

Interseções de preferência não devem ter mais de quatro ramos. Duas ou mais vias interceptando uma rodovia arterial a pequenos intervalos devem ser combinadas em uma única travessia.

As distâncias entre interseções influenciam o grau de canalização de cada uma delas. Por exemplo, onde interseções são muito próximas podem ser impostas restrições de giro em algumas delas e proibidas travessias de pedestres em outras, facilitando em alguns casos o processo de canalização do tráfego ou obtenção de melhor solução para problemas de entrecruzamento. No entanto, onde as travessias são bem espaçadas, cada interseção deve acomodar separadamente todos os movimentos de cruzamento e conversão e de travessia de pedestres.

8.2 Tipos de Movimentos e conflitos

8.2.1 Movimentos

Fundamentalmente as correntes de tráfego são constituídas por conjuntos de veículos que circulam por uma mesma pista ou faixa de tráfego e no mesmo sentido. Essa circulação é afetada por uma série de fatores, tais como: freqüência de interseções, número e largura das faixas, distâncias de visibilidade, comprimentos e declividades de rampas, sinalização, iluminação etc.

O projetista deve estar em condições de avaliar a influência destes fatores, a fim de garantir, através de controle e medidas de projeto, um alto grau de segurança e eficiência na circulação das correntes. Particularmente, nos pontos de interseção, o comportamento da corrente de tráfego dependerá de sua composição, volume, velocidade e tipo de interseção adotado. Este último é responsável pela natureza dos movimentos que se dão entre veículos de cada corrente, os quais se classificam em:

- *Movimentos de cruzamento:* quando a trajetória dos veículos de uma corrente corta a trajetória dos veículos de outra corrente. Tal movimento requer que os veículos de uma corrente passem pelos intervalos que surgem na outra ou que uma delas se interrompa momentaneamente.
- *Movimentos convergentes (incorporações):* quando as trajetórias dos veículos de duas ou mais correntes se juntam para formar uma única. Para a execução desse movimento é preciso regular o direito de passagem dos veículos que convergem, ou então, que os veículos de uma corrente esperem que ocorram intervalos adequados na outra para nela se inscreverem.
- *Movimentos divergentes:* quando os veículos de uma corrente de tráfego se separam e formam trajetórias independentes. É um movimento simples quando os veículos que divergem são livres para efetuar essa manobra, não tendo que aguardar oportunidade

adequada (brechas em corrente oposta) ou reduzir significativamente suas velocidades (trajetórias de saída com raios pequenos, faixas de trânsito acanhadas ou com pavimento de baixa qualidade) .

- *Movimentos de entrecruzamento (entrelaçamento):* quando a trajetória dos veículos de duas ou mais correntes independentes se combinam, formam uma corrente única e depois se separam. O trecho onde se verifica este movimento é denominado "trecho de entrecruzamento".

A Figura 59 mostra os tipos básicos de movimentos que podem ocorrer nas interseções.

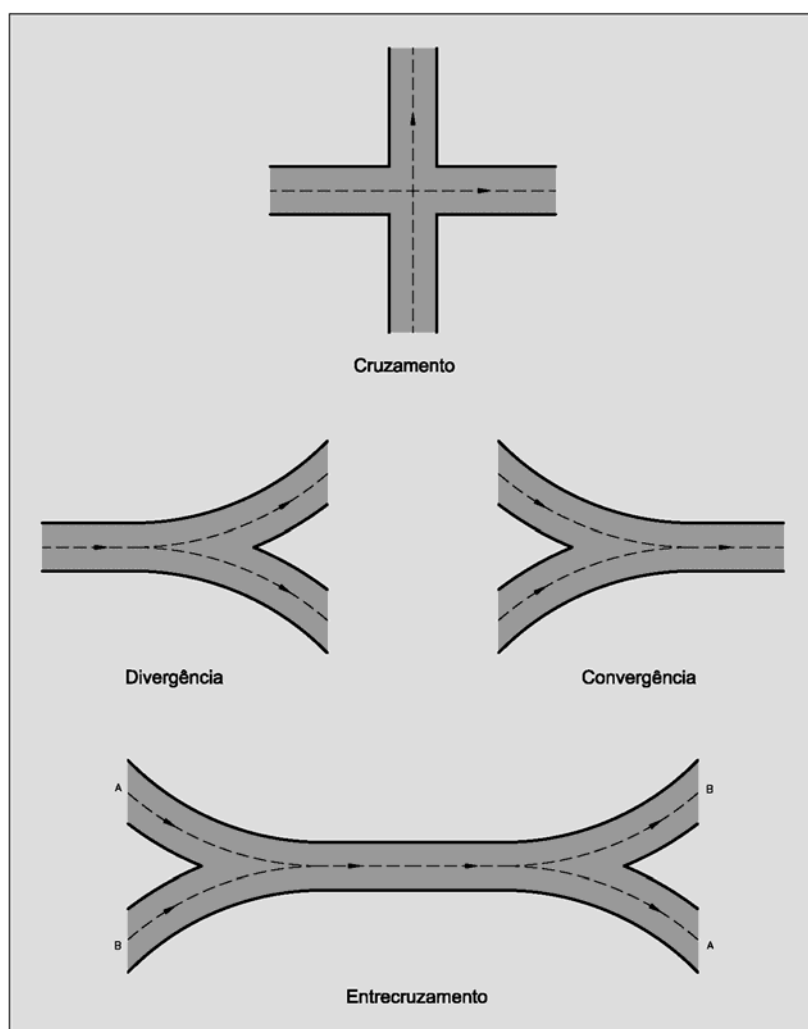



Figura 59 – Tipos básicos de movimento

8.2.2 Conflitos

Pontos de conflito são os locais em que ocorrem os movimentos de cruzamento, convergência e divergência descritos no item anterior.

O movimento de entrecruzamento inicia com um conflito de convergência e termina com um de divergência.

Os tipos de conflito que se desenvolvem nas interseções estão relacionados a seguir e ilustrados na Figura 60.

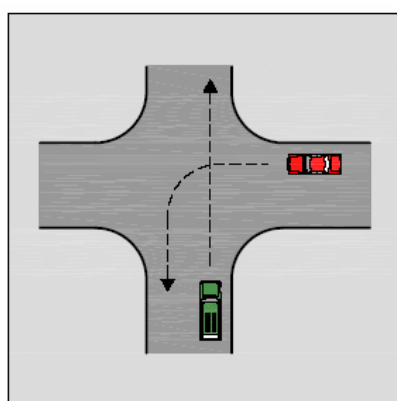
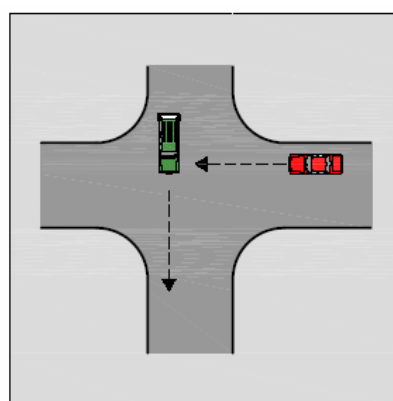
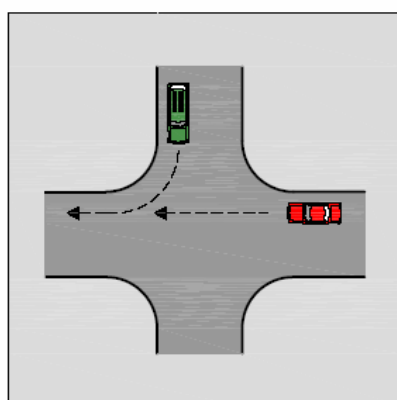
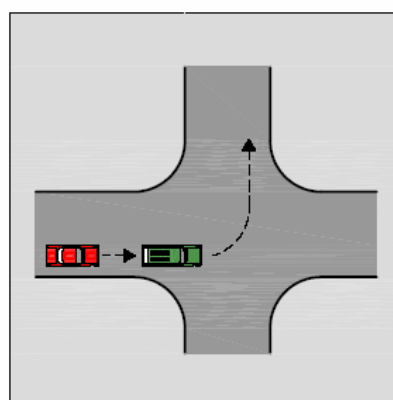
- *Conflito de cruzamento*
- *Conflito de convergência*
- *Conflito de divergência*

Conflito de cruzamento

Conflito de cruzamento

Conflito de convergência

Conflito de divergência

Figura 60 – Tipos de conflito nas interseções

A situação de conflito afeta a operação do tráfego, causando reduções nas velocidades dos veículos e interferindo na capacidade e segurança da interseção e de sua área de influência. Por este motivo, um projeto eficiente deverá levar em consideração a natureza e periculosidade dos pontos de conflito.

8.3 Tipos de interseções em nível

8.3.1 Interseções de Três Ramos (T)

As formas básicas das interseções com três ramos ou em "T" são ilustradas nas Figuras 61 a 63.

Nos locais em que as velocidades são elevadas e os movimentos de giro são em grande número, faixas adicionais podem ser acrescentadas, como indicado nas Figuras 61A e 61B. As soluções apresentadas nas Figuras 62C E 62D fazem com que os veículos que giram à esquerda reduzam sua velocidade ou parem no alinhamento do tráfego direto e obrigam os veículos que vão em frente a contorná-los. Geralmente não são satisfatórias, devendo ser evitadas. Só se justificam pela impossibilidade de criar uma faixa de giro à esquerda com a geometria e canalização adequadas.

As Figuras 63A e 63B mostram soluções para diversas condições:

Figura 63A : Volumes elevados de veículos girando à direita e volumes moderados girando à esquerda da rodovia principal para a secundária. Como solução aumentou-se o raio de giro à direita com uma ilha canalizadora.

Figura 63B: Volumes elevados girando à direita e volumes moderados girando à esquerda entre as duas rodovias. Aumentou-se os raios de giro à direita com duas ilhas canalizadoras.

Figura 63C: Volumes baixos de giros à direita entre as rodovias e volumes ainda baixos de giros à esquerda, mas já interferindo com o tráfego direto da rodovia principal.

Figura 63D: Volumes na hora de pico superiores a 500 veículos na rodovia principal e número substancial de giros à esquerda e à direta entre as duas rodovias. Todos os movimentos da interseção são acomodados em faixas de tráfego separadas.

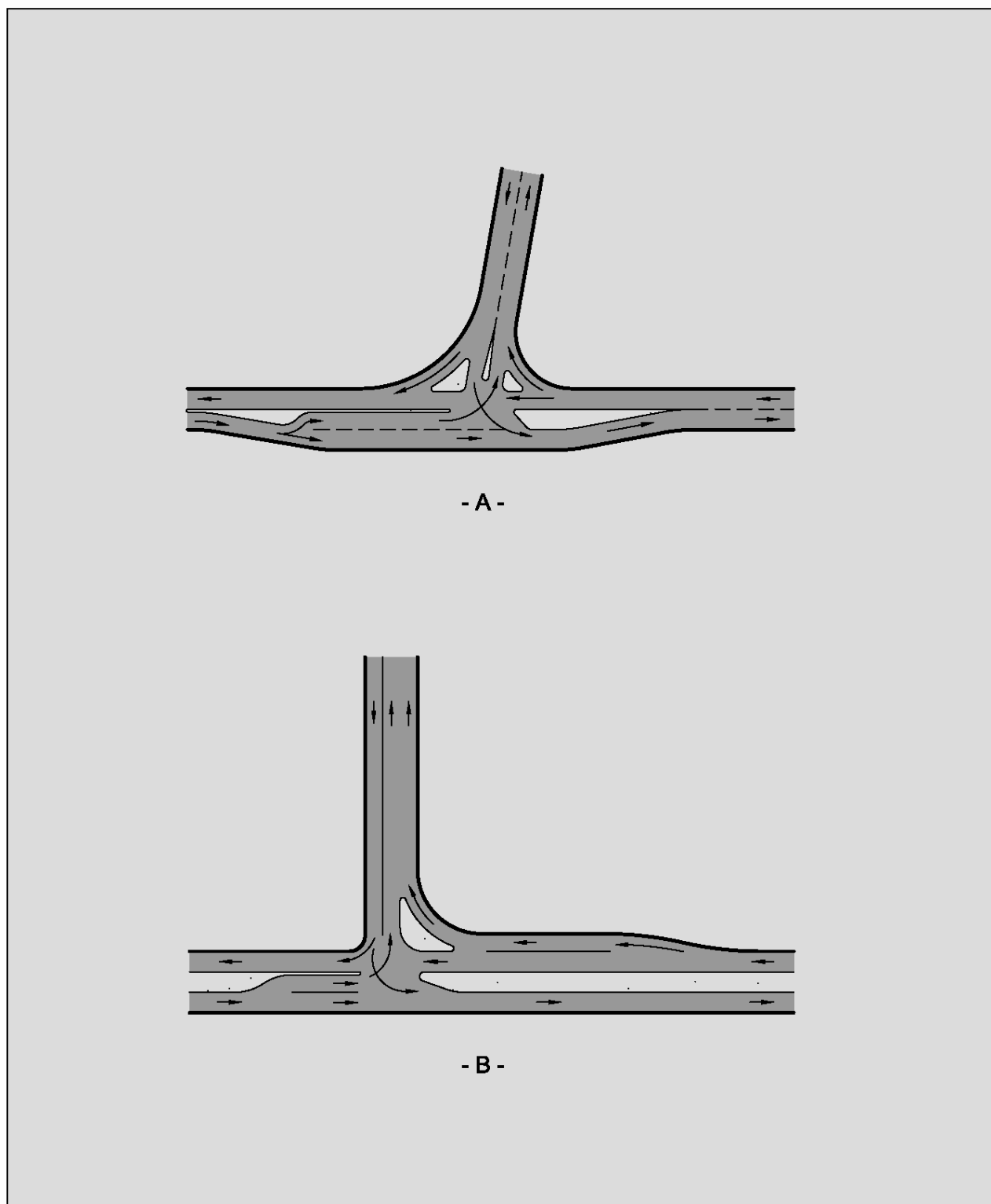



Figura 61 – Interseções de três ramos (T)

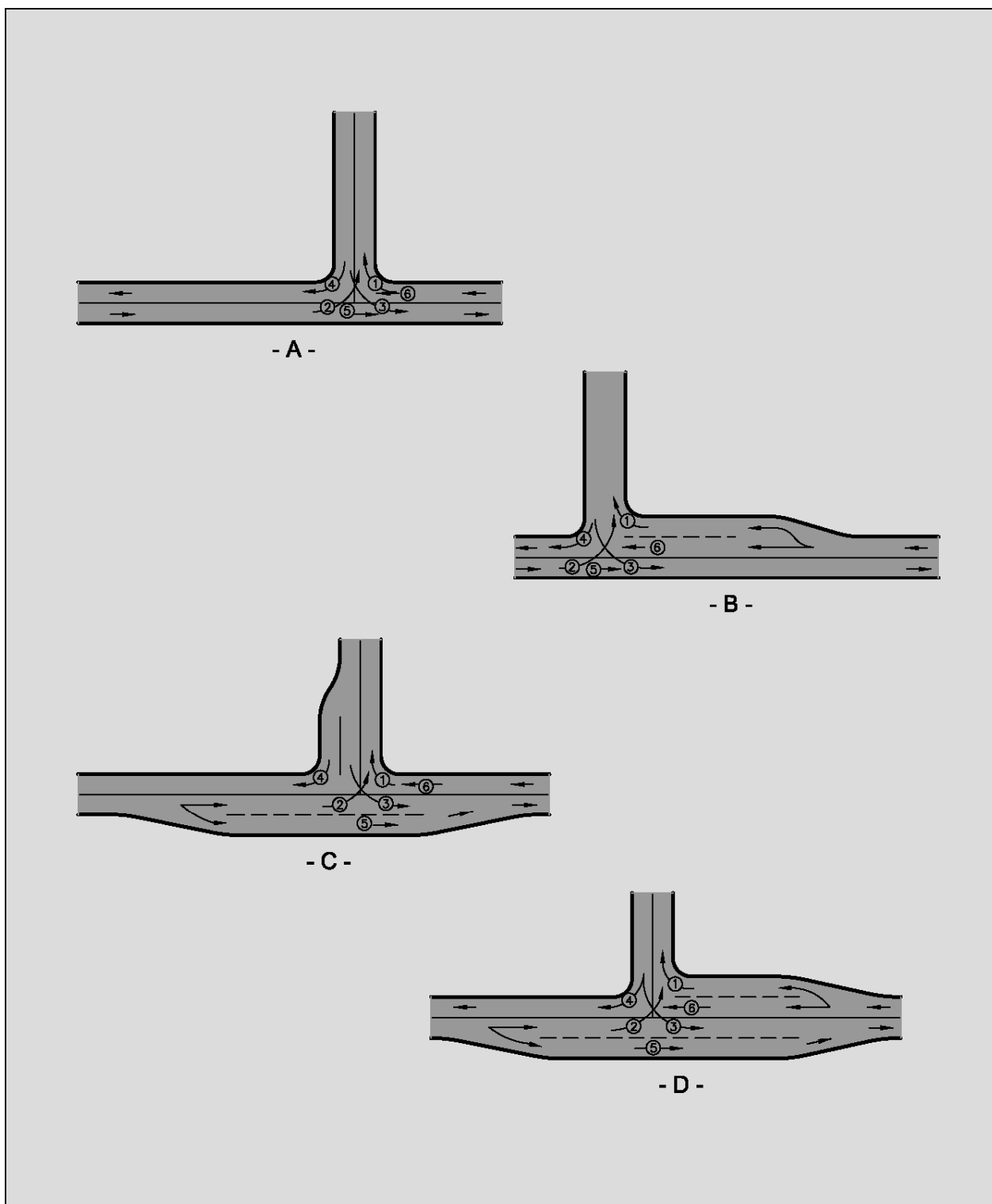



Figura 62 - Interseções de três ramos (T)

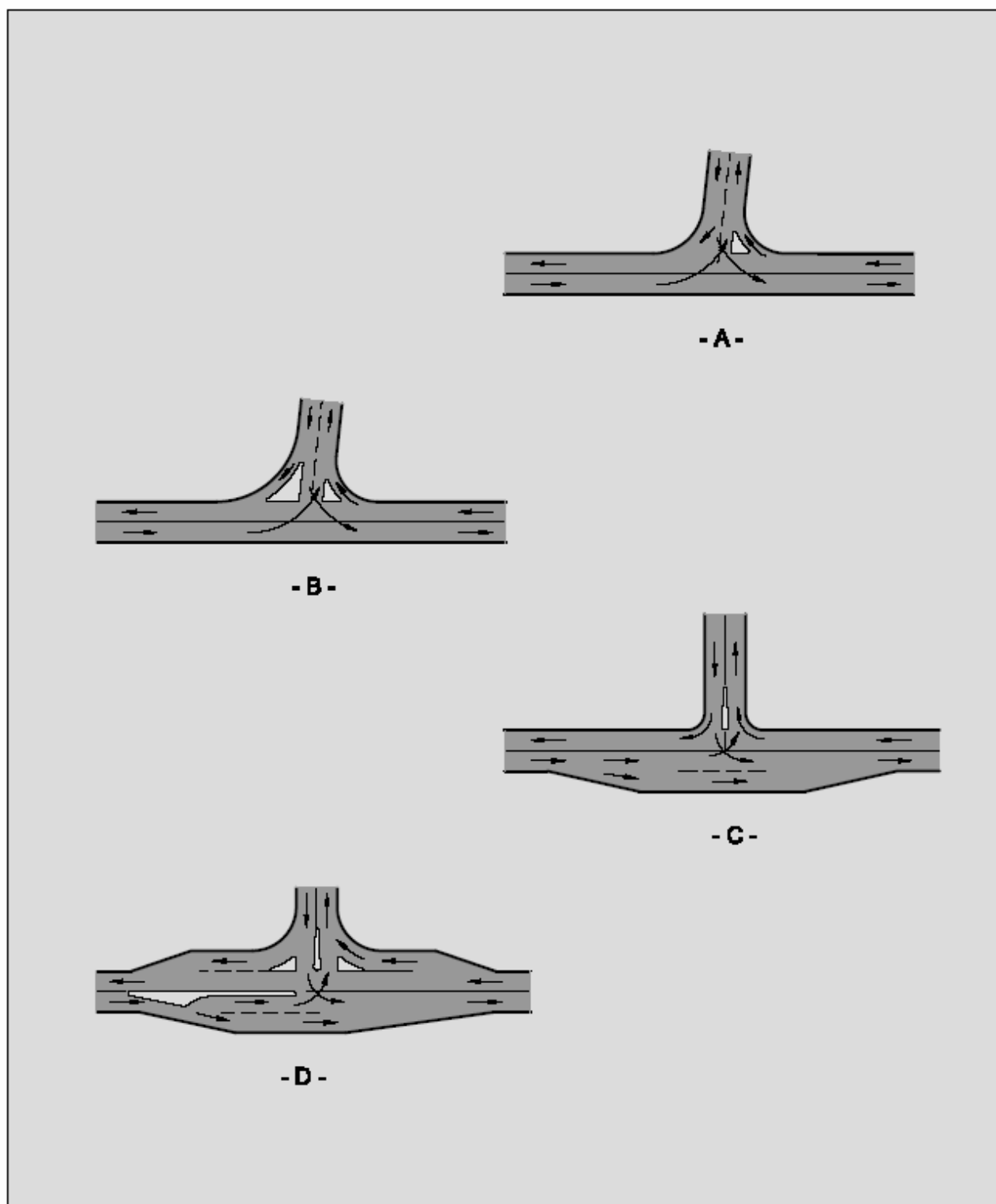



Figura 63 - Interseções de três ramos (T)

8.3.2 Interseções de Quatro Ramos

Tipos básicos de interseções de quatro ramos são apresentados nas Figuras 64 a 68. São válidas observações semelhantes às feitas para o caso de três ramos.

Figura 64A: Solução mais simples. Válida para baixos volumes de tráfego e poucas manobras de giro.

Figura 64B: Interseção com maior capacidade para fluxos diretos da rodovia principal e para os movimentos de giro à direita. Faixas auxiliares de mudança de velocidade permitem que os veículos que seguem em frente passem os veículos mais lentos que se preparam para efetuar manobras de giro.

Figura 64C: Interseção adequada para velocidades elevadas na rodovia principal e número substancial de giros à esquerda da rodovia principal para a secundária. A área pintada deve ter pelo menos 3,60 m no seu ponto mais largo. As faixas de tráfego direto em cada lado da área pintada devem ser acrescidas de 0,50 m a 1,00 m. Uma ilha divisória definida por pintura não é tão eficiente quanto uma ilha delineada por meios-fios, mas pode ser vantajosa onde os meios-fios possam funcionar como aparente obstrução, o que eventualmente ocorre em vias rurais de velocidades elevadas.

Figura 65A: Mostra uma interseção em que os giros à direita saindo da rodovia principal têm seus raios aumentados com auxílio de ilhas canalizadoras.

Figura 65B: Mostra uma interseção com ângulo muito esconso, em que a rodovia secundária é desviada de sua direção para melhor acomodar os movimentos de giro. Os giros à direita saindo da rodovia principal são acomodados em pistas complementares, projetadas conectando a rodovia principal com a situação original da rodovia secundária.

Figura 66A: Interseção com pistas de giro à direita nos quatro quadrantes. Esta configuração é adequada quando há espaço suficiente e os movimentos são numerosos, principalmente em áreas urbanas quando há muitas travessias de pedestres. Não é comum para o caso de interseções de duas rodovias de pista simples. Quando os giros à direita exigem faixas de giro separadas geralmente os giros à esquerda também exigem. Nesses casos, de preferência se adota a solução 66C.

Figura 66B: Interseção com ilhas divisórias (gotas) na rodovia secundária para facilitar os giros à esquerda de um modo geral. Em muitos casos, pela simplicidade da configuração, a solução é superior à anterior.

Figura 66C: Configuração apropriada para rodovias operando próximo à capacidade ou com volumes moderados em alta velocidade. A transformação da rodovia principal em duas pistas separadas por canteiro central fornece espaços adicionais, que são usados como faixas de aceleração e desaceleração e de armazenamento de veículos efetuando giros à esquerda. A forma de canalização na rodovia secundária deve ser determinada em função dos volumes de veículos e dos tipos de veículos a serem acomodados.

Nos exemplos que se seguem, que envolvem interseções com vias de pista dupla, que só se justificam para altos volumes de tráfego, deve-se sempre prever o controle dos fluxos por sinalização semafórica. Esses projetos são típicos de áreas urbanas.

Figura 67A: Mostra uma interseção de uma rodovia de pista dupla com uma de pista simples. O ramo da direita da rodovia principal apresenta uma faixa auxiliar junto ao canteiro central, que atende o número elevado de giros à esquerda. O ramo inferior da via secundária tem uma faixa de giro à direita definida por uma ilha triangular, para atender à forte demanda de giros à direita.

Figura 67B: Mostra uma outra configuração para interseção de uma rodovia de pista dupla de velocidade elevada com uma rodovia transversal de grande volume de tráfego. Pistas para giro à direita, precedidas de faixas de desaceleração e definidas por ilhas triangulares e faixas auxiliares no canteiro central para os giros à esquerda, garantem alto grau de eficiência operacional e capacidade elevada, e permitem que o tráfego direto mantenha boa velocidade.

Figura 68A: Mostra uma interseção com faixas duplas de giro à esquerda para um dos movimentos. Esta configuração necessita de controle por semáforos e sinalização complementar de placas e marcas no pavimento. Para melhor orientação do tráfego convém separar as faixas auxiliares junto ao canteiro central por uma ilha alongada, que pode ser pintada no pavimento. A abertura do canteiro central deve ser ampla o suficiente para que as duas correntes paralelas possam efetuar simultaneamente as manobras de giro.

Figura 68B: Mostra uma solução adequada para uma interseção com volumes muito elevados de tráfego direto e grande número de giros à esquerda em um dos quadrantes. Os giros à esquerda provenientes da rodovia principal são separados da interseção principal por uma pista diagonal, que cria duas novas interseções, uma na rodovia principal e outra na secundária. Um bom sistema

sincronizado de controle por semáforos pode ser definido em função das distâncias e larguras das pistas entre as três interseções. O ideal é que as distâncias entre essas interseções sejam pelo menos de 60 m e, preferivelmente, de 90 m.

A faixa auxiliar para os giros à esquerda no sentido da diagonal deve poder acomodar duas correntes de tráfego (faixa dupla). Os giros à direita utilizando a diagonal fluirão continuamente e pode haver conveniência em acrescentar faixas auxiliares junto a cada uma das rodovias. Esse tipo de projeto pode ser utilizado para adiar ou evitar um projeto com separação de níveis. Se os fluxos em mais de um quadrante são muito elevados pode-se adicionar outras pistas diagonais, mas geralmente uma solução em dois níveis é mais recomendável. Antes de adotar esta configuração deve-se proceder a uma análise cuidadosa das suas condições de operação (demora imposta aos usuários e proximidade de pontos de conflito), já que são criadas duas novas interseções.

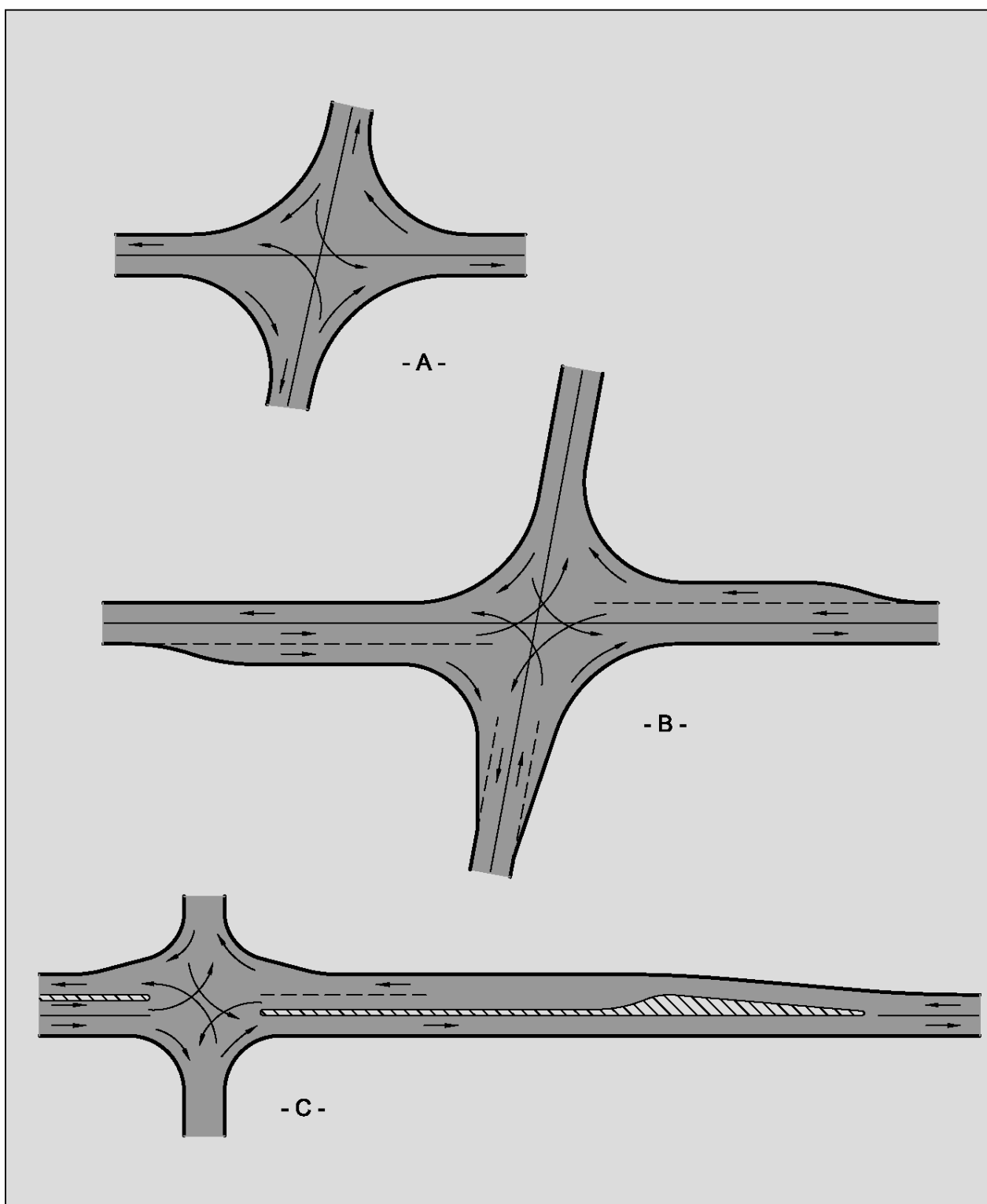



Figura 64 - Interseções de quatro ramos

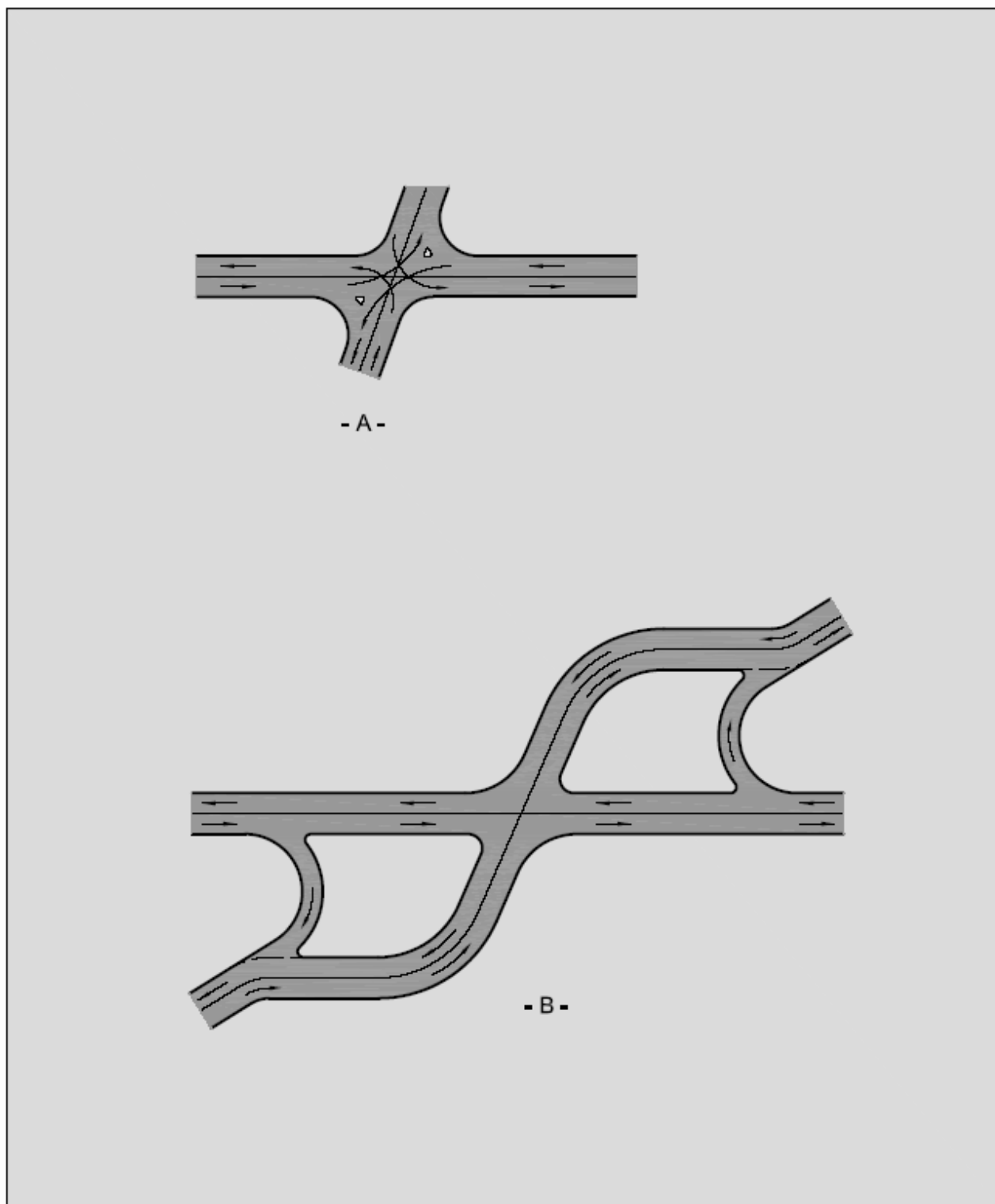



Figura 65 - Interseções de quatro ramos

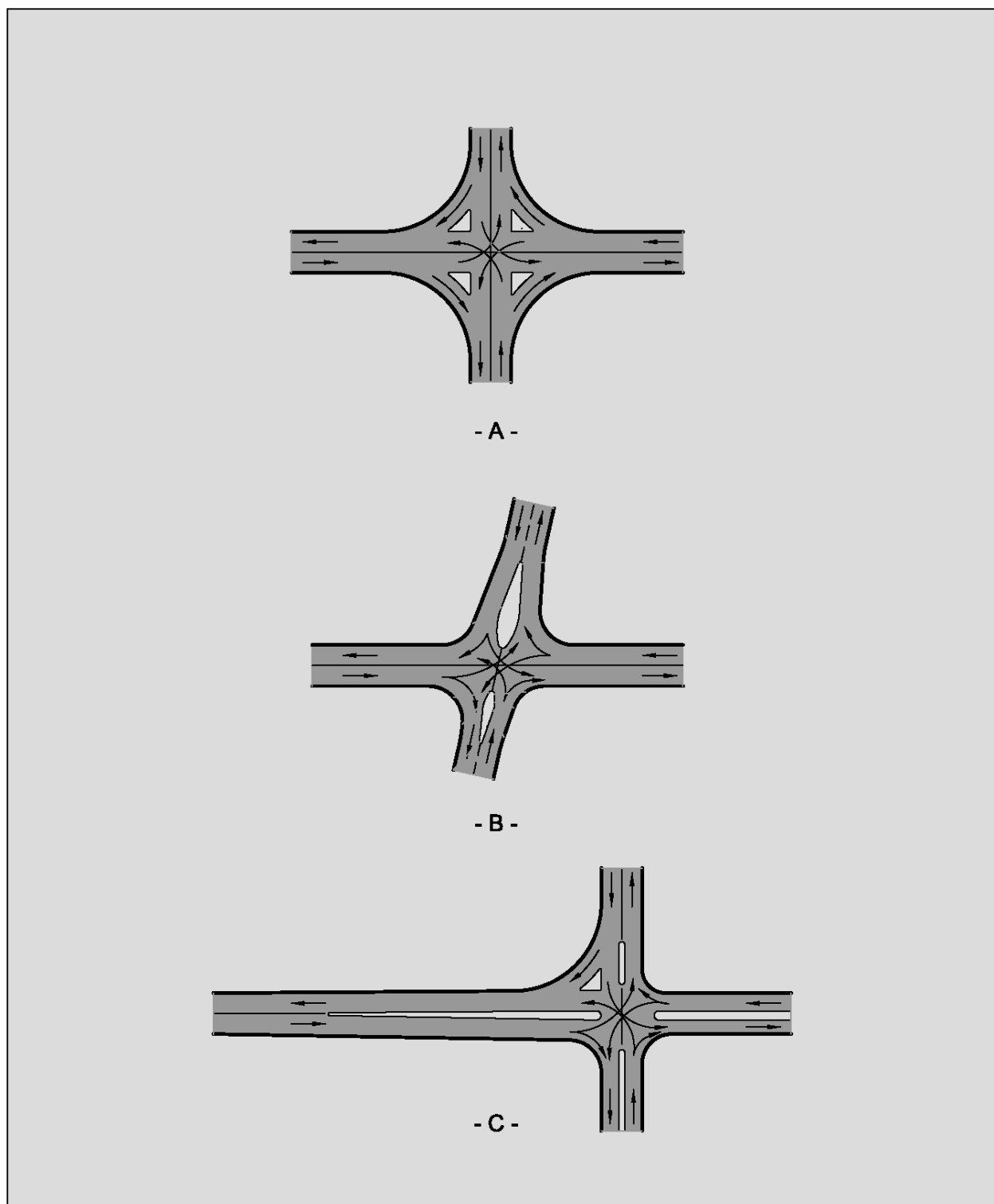



Figura 66 - Interseções de quatro ramos

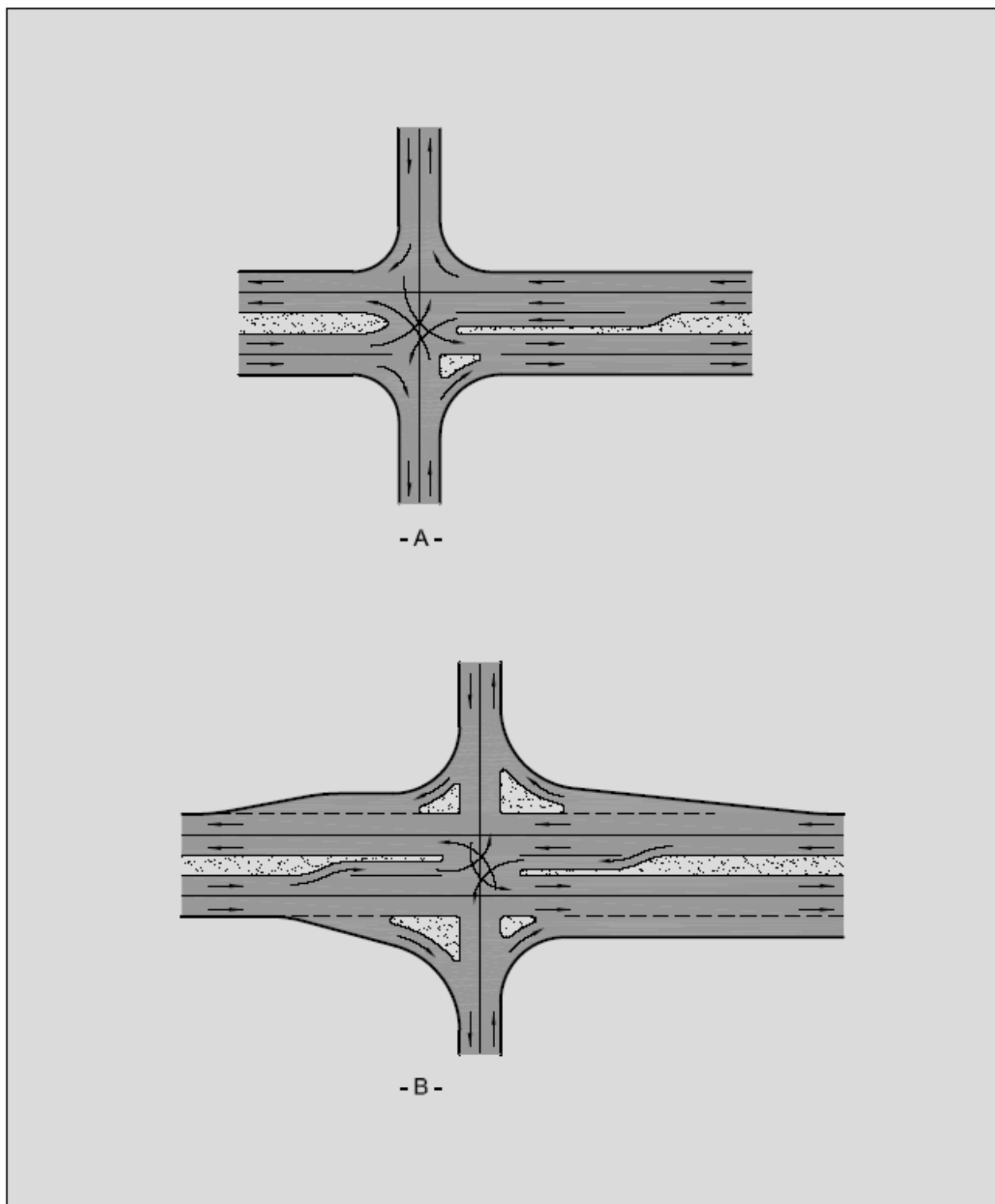



Figura 67 - Interseções de quatro ramos
(Controle por semáforos)

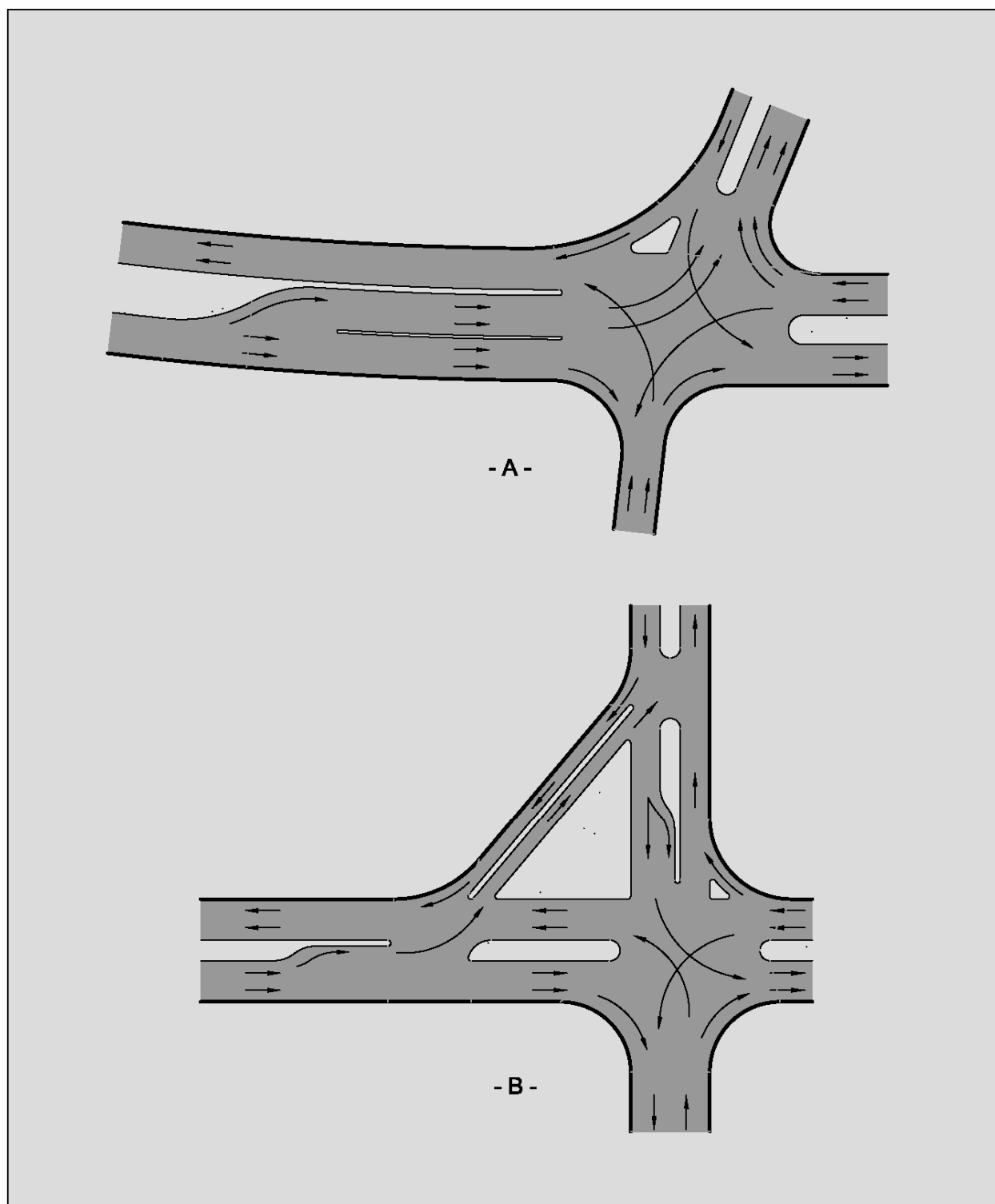



Figura 68 - Interseções de quatro ramos
(Controle por semáforos)

8.3.3 Interseções de Ramos Múltiplos

Interseções com cinco ou mais ramos devem ser evitadas. Onde os volumes forem baixos pode-se fazer com que todos os ramos se interceptem em uma área comum onde os conflitos seriam controlados com sinais de parada obrigatória. Para volumes mais elevados a solução é remover alguns pontos de conflito, desviando alguns movimentos, como exemplificado na Figura 69.

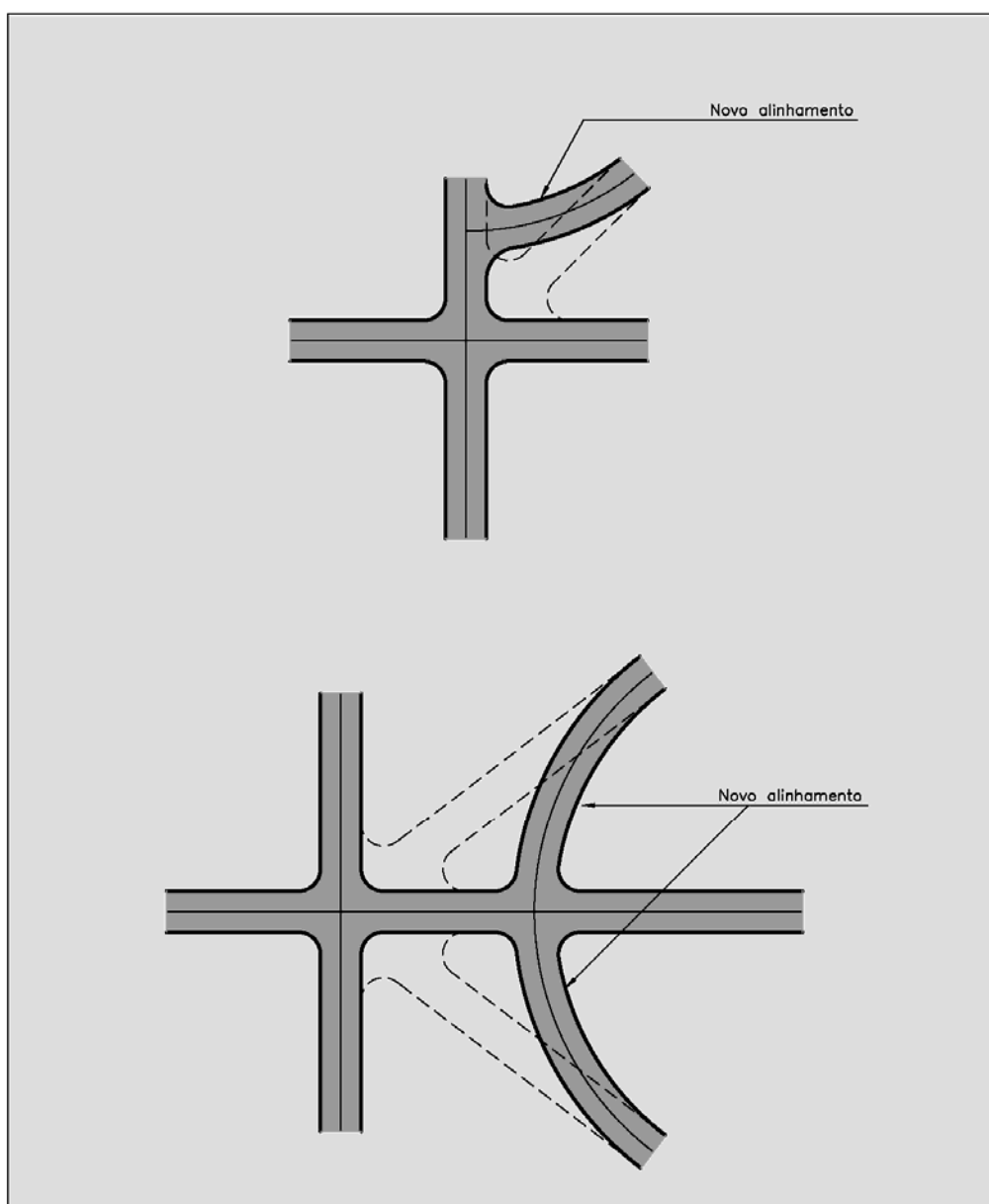



Figura 69 – Interseções de ramos múltiplos

8.3.4 Rótulas (Rotatórias)

A primeira interseção rotatória de sentido único foi construída em 1904 nos Estados Unidos, no *"Columbus Circle"* de Nova York. Com grande sucesso no início, com similares em 1907 em Paris para junção de doze vias e em 1910 em *Hertfordshire*, na Inglaterra, começou a cair em desuso em razão dos problemas de capacidade causados pelos movimentos de entrecruzamento resultantes da ausência de regra clara de prioridade entre os veículos circulando na rotatória e os que chegam à mesma.

A partir de 1990, começaram a surgir em vários países da Europa e na Austrália, e mais recentemente no Brasil, rótulas com nova concepção de circulação (*rótula moderna*), em que é dada preferência ao tráfego circulando na rotatória, obrigando o veículo que chega, a esperar um intervalo para se inserir no fluxo. O *Código de Trânsito Brasileiro – CTB*, instituído pela Lei no. 9.503, de 23 de setembro de 1997, estabeleceu esta regra de prioridade para o caso específico das rotatórias, no Capítulo III, Artigo 29, inciso III, que especifica:

> *III - Quando veículos, transitando por fluxos que se cruzem, se aproximarem de local não sinalizado, terá preferência de passagem:*
>
> *a) no caso de apenas um fluxo ser proveniente de rodovia, aquele que estiver circulando por ela;*
>
> *b) no caso de rotatória, aquele que estiver circulando por ela;*
>
> *c) nos demais casos, o que vier pela direita do condutor.*

Como conseqüência da operação com regra de prioridade, aumentou-se em muito a capacidade da rotatória, com a eliminação dos movimentos de entrecruzamento, ou sua redução drástica, e diminuiu-se a probabilidade de ocorrência de colisões laterais, aumentando a segurança.

Diversos estudos mostram que rótulas reduzem o número e severidade dos acidentes nas interseções em que são aplicadas. A redução dos acidentes nas rótulas, quando comparada com as interseções com prioridade, pode ser atribuída à redução dos pontos de conflito entre as duas configurações. Consegue-se passar de 32 pontos de conflito (em uma interseção de 4 ramos) para apenas 8 pontos quando se usa uma rotatória com uma única faixa de trânsito (Figura 70).

A seguir, discorre-se sobre os princípios operacionais e as características de projeto dos dois tipos de rotatória considerados.

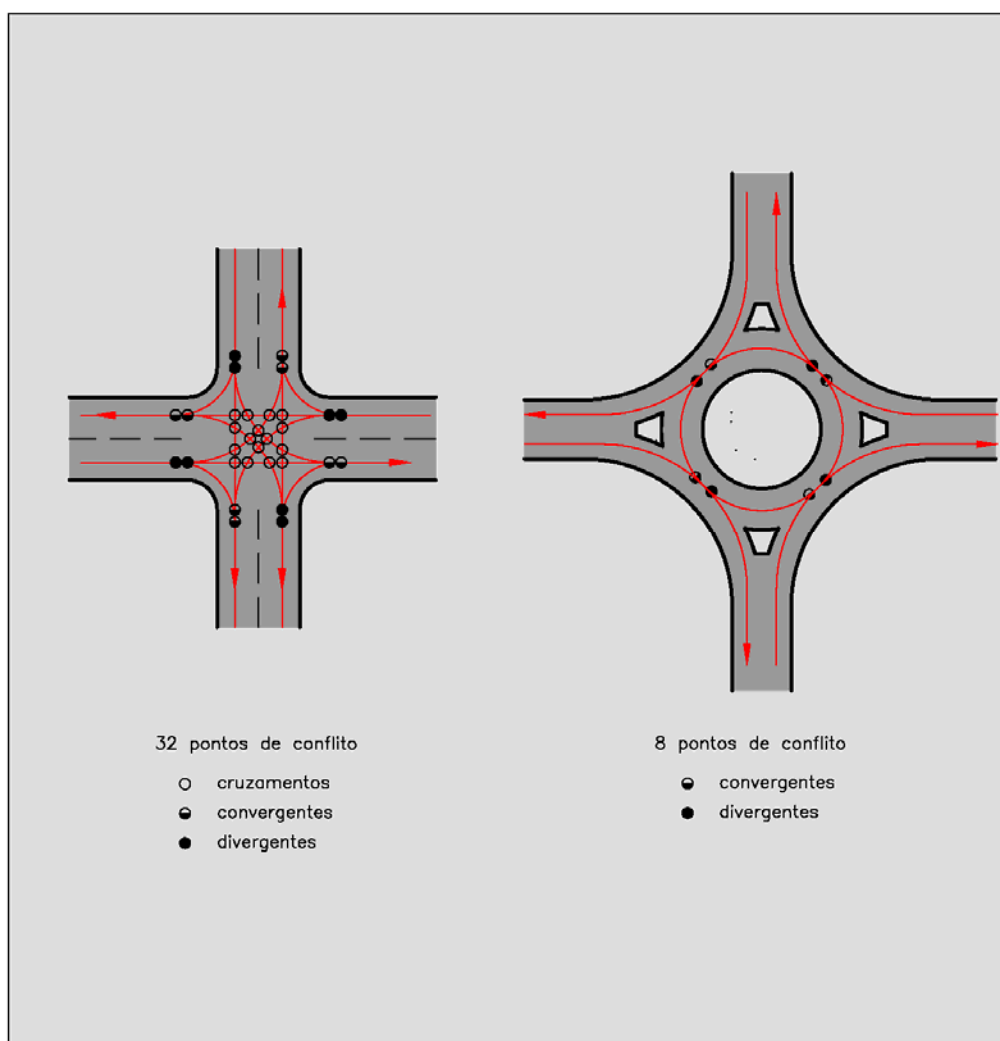



Figura 70 – Pontos de conflito na interseção de quatro ramos e na rótula com uma faixa de tráfego

8.3.4.1 Rótulas convencionais

Trata-se de solução em que terá preferência de passagem o tráfego que vier pela direita. Os acessos à rótula terão preferência sobre o tráfego que vem pela pista rotatória. Neste caso, recomenda-se que seja colocada no acesso placa de sinalização vertical de regulamentação mostrando essa preferência. Da mesma forma, na pista rotatória, antes de cada acesso, deve ser colocado sinal *"Dê a Preferência"*. Este tipo de solução não estabelece prioridade para o tráfego que está circulando na rotatória, e deve ser usado apenas em casos especiais. Pode ser recomendado para rótulas de grandes dimensões, em que uma rodovia principal de elevado volume de tráfego é conectada com vias secundárias de importância muito inferior. Este tipo de

interseção é constituído basicamente por uma série de trechos de entrecruzamento, nos quais se evita o conflito direto. A capacidade destas interseções está, pois, principalmente condicionada à capacidade das seções de entrecruzamento que a constituem.

Essas rótulas podem ter várias formas, dependendo das posições relativas e tipos de rodovias que convergem, das condições locais e de tráfego.

Velocidade de projeto

Poucas vezes é possível projetar uma rótula com a mesma velocidade diretriz das vias que para ela convergem. Na Tabela 14 são fornecidas as velocidades de projeto que se recomendam para a pista rotatória a fim de que a área ocupada pela interseção não seja excessiva e para que não se alongue demais o percurso dos veículos que por ela circulem.

Tabela 14 - Velocidades de projeto das rótulas convencionais

Velocidade de projeto da rodovia (km/h)	Velocidade média de operação da rodovia (km/h)	Velocidade de projeto da pista rotatória (km/h)	
		Mínima	Desejável
50	45	30	50
65	55	50	55
≥ 80	65 a 80	55	65

Trechos de entrecruzamento

Na rótulas convencionais os trechos de entrecruzamento estão compreendidos entre uma entrada e a saída seguinte, e são medidos de uma ilha direcional à outra. O comprimento e a largura do trecho crítico de entrecruzamento é que determinam a capacidade de uma rotatória. Com base na metodologia do *Highway Capacity Manual*, adaptada nos manuais *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*, AASHO, 1965, e *A Policy on Design of Urban Highways and Arterial Streets*, AASHO, 1973, conhecendo-se o número de veículos que vão efetuar as manobras de entrecruzamento e sua velocidade de operação ao realizar tais manobras, é possível determinar o comprimento necessário para os trechos de entrecruzamento.

Qualquer que seja o volume de tráfego que se entrecruze, os trechos de entrecruzamento devem ter, no mínimo, os comprimentos indicados na Tabela 15 a fim de que haja espaço suficiente para realizar os movimentos.

Tabela 15 - Comprimentos mínimos dos trechos de entrecruzamento das rótulas convencionais

Velocidade de projeto da pista rotatória (km/h)	Comprimento mínimo do trecho de entrecruzamento (m)
30	35
40	45
50	55
60	65
65	75

Ilha central

Em áreas rurais a pista rotatória deve ter, pelo menos, duas faixas e nunca mais de quatro, preferencialmente com largura por faixa de 3,60 m. Sempre que possível, o bordo externo da pista rotatória não deve apresentar curvas reversas.

A ilha central pode ser de forma circular, oval ou completamente irregular. Seu projeto depende de quatro fatores principais:

- Número e situação dos ramos da interseção;
- Comprimento necessário dos trechos de entrecruzamento para acomodar os volumes de projeto à velocidade diretriz;
- Curvatura da pista rotatória de acordo com a velocidade de projeto de modo a garantir condições seguras de operação.

Entradas e saídas

Os raios e ângulos nas entradas e saídas devem garantir que os movimentos de giro sejam realizados com facilidade por todos os tipos de veículos previstos na rotatória.

As entradas devem ser projetadas para a mesma velocidade diretriz da pista rotatória e as saídas para uma velocidade ligeiramente maior, para melhor escoamento do fluxo.

As características geométricas destes elementos devem ser determinadas adotando-se os mesmos parâmetros que se aplicam nas demais interseções em nível.

Superelevação

As superelevações na pista rotatória e nas curvas das entradas e saídas são determinadas seguindo-se as normas aplicáveis às curvas das interseções. No entanto, são tantos os arranjos que se devem fazer em uma interseção desta natureza, que quase nunca se alcançam as superelevações desejadas. Deve ser feito todo o possível para aproximar-se dos valores desejados e evitar superelevações negativas.

Como a pista central de uma rótula se situa normalmente entre curvas com sentidos opostos, há necessidade de adotar inclinações transversais contrárias a partir de seu eixo. A diferença algébrica entre inclinações deve atender os limites recomendados na Tabela 16. Esses valores são ligeiramente superiores aos adotados nos ramos de interseções devido à menor variação de velocidade nessa pista central.

Tabela 16 - Diferença algébrica máxima para as inclinações transversais nas rótulas convencionais

Velocidade de projeto da pista rotatória (km/h)	Máxima diferença na linha de coroamento (%)
30	7 a 8
40 a 50	6 a 7
55 a 65	5 a 6

Distância de visibilidade e greides

A distância de visibilidade ao trecho de chegada à ilha direcional deve exceder a distância de visibilidade de parada da rodovia de aproximação. A distância mínima de visibilidade para essa condição deve ser de 180 m e, nas rodovias de velocidade elevada, recomendam-se valores maiores.

Preferencialmente, os greides em toda a interseção rotatória não devem exceder 3%.

8.3.4.2 Rótulas modernas

As rótulas modernas são caracterizadas pelos seguintes princípios:

- *Prioridade para o tráfego que está circulando na rotatória*. São colocados sinais "*Dê a preferência*" ou "*Parada Obrigatória*" voltados para as correntes de tráfego que chegam à rotatória, dando clara preferência nos pontos de convergência para os veículos que vêm pela esquerda. Para entrar no fluxo da rotatória os veículos têm que aguardar intervalos adequados da corrente de tráfego, causando o mínimo de interferência. Mesmo quando têm mais de uma faixa de trânsito, as rótulas modernas não são sujeitas a movimentos de entrecruzamento que interfiram no seu funcionamento a ponto de constituírem critério de projeto ou de determinação da capacidade.
- *Deflexão do tráfego de entrada.* A corrente de tráfego que entra na rotatória é canalizada pela ilha divisória de acesso, de modo a se inserir em um intervalo de tráfego ao longo da rotatória. A visão da ilha central, a ser obrigatoriamente contornada, complementa a orientação do veículo. Nos casos de rotatórias de pequenas dimensões, que não permitem o projeto de ilhas divisórias de acesso, a ilha central pode ser o fator principal de orientação do tráfego de entrada.

As rótulas modernas variam de tamanho desde as *"mini-rótulas"* com círculo central de giro com cerca de 15 m de diâmetro, passando pelas *"rótulas-compactas"* com diâmetros de 30 a 35 m e chegando às *"grandes rótulas"* com diâmetro da ordem de 150 m (principalmente usada em áreas rurais), freqüentemente apresentando mais de quatro entradas e faixas múltiplas de tráfego. A maior segurança obtida nas rótulas decresce um pouco com o uso de diâmetros maiores do que 75 m, por permitirem velocidades mais elevadas. Em trechos urbanos tem-se adotado no Brasil mini-rótulas com raios variando de 1 a 8 m. A Companhia de Engenharia de Tráfego de São Paulo (CET-SP) implantou centenas dessas interseções, cujos primeiros projetos registraram uma redução de 20% a 30% na velocidade de aproximação e de 83% no número de acidentes.

Consegue-se maiores capacidades adicionando faixas de tráfego nas aproximações de entrada da rotatória. De fato, quanto mais intenso for o fluxo circulatório, maior será o atraso para os veículos esperando para entrar e maior será a fila formada por estes veículos. No momento em que se der a "brecha" esperada, se um maior número de veículos entrar ao mesmo tempo na rotatória, os atrasos diminuirão para este fluxo e a fila será escoada mais rapidamente.

Para que sejam seguras e garantam maior capacidade e condições operacionais ideais, essas rótulas devem ser corretamente projetadas. Devido à sua crescente popularidade, conceitos, critérios e diretrizes foram estabelecidos em publicações de órgãos rodoviários da Europa, Austrália e dos Estados Unidos, bem como por consultores independentes. Os princípios de projeto descritos a seguir, foram extraídos do *Manual de Interseções em Nível não Semaforizadas em Áreas Urbanas*, DENATRAN, 1984, da referência *A Policy on Geometric Design of Highways and Street*, AASHTO, 2001 e de outras publicações recentes.

Para mais informações recomenda-se consultar o documento intitulado *Roundabouts: An Informational Guide*, FHWA-RD-00-067, U. S. Department of Transportation, 2000, que foi desenvolvido, de maneira bastante completa e detalhada, por um grupo de consultores especialistas internacionais.

A Figura 71 mostra os elementos geométricos de uma rótula moderna com uma única faixa de tráfego.

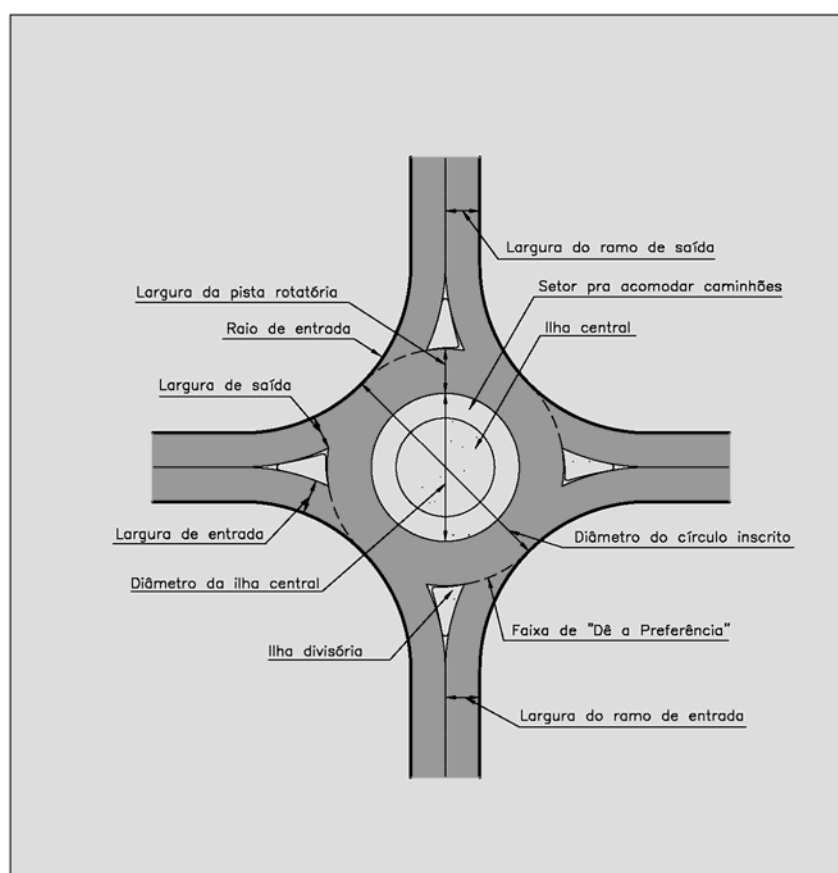



Figura 71 – Elementos de projeto de uma rótula moderna

Princípios operacionais

Pelo exposto, dois aspectos do comportamento dos motoristas são particularmente importantes para garantir um bom desempenho da rótula moderna: a obediência à regra de prioridade e a utilização adequada das larguras das vias. A sinalização, portanto, adquire um papel fundamental na segurança e eficiência da operação.

Outro princípio operacional de destaque é a velocidade desenvolvida pelos veículos nas aproximações. Ela deve ser reduzida, pois as características de projeto impedem que os veículos atravessem direto a interseção. Conseqüentemente, os movimentos de giro não poderão ser realizados a velocidades incompatíveis com a segurança, sobretudo no caso de veículos mais pesados. Também o fato dos veículos entrando terem que ceder a vez àqueles que já circulam na rotatória impede que as velocidades sejam elevadas, com importante reflexo na redução dos acidentes.

O projeto da rótula envolve o atendimento de um determinado volume de tráfego, de veículos de projeto selecionados, com grau de segurança adequada. A segurança é obtida quando a geometria força o tráfego a entrar na rótula e circular com velocidades baixas, o que se consegue com raios de giro pequenos e faixas estreitas de circulação. Por outro lado, a capacidade da rótula é negativamente afetada por estas características, ou seja, a capacidade para atender à demanda do tráfego diminui quando se reduzem os raios e larguras. Além disso, o atendimento do maior veículo de projeto fixa limites mínimos de largura e curvatura. O projeto da rótula moderna é então um processo de procura de um equilíbrio entre segurança e capacidade, a partir das condições mínimas exigidas pelo maior veículo de projeto.

Ilha central

As ilhas centrais podem ter diversas formas. Entretanto, é recomendável que se escolha uma forma geométrica simples, como o círculo ou a elipse. O círculo é a forma adequada para pequenas e mini-rotatórias. Já as rotatórias maiores podem ter outras formas, incluindo as assimétricas, se as limitações de espaço na interseção assim o impuserem.

Deve-se procurar garantir que a configuração da interseção seja simples e clara aos motoristas que por ela trafegam. A ilha central deve ser dimensionada de modo a causar a deflexão do tráfego, impedindo que os veículos cruzem direto a interseção (Figura 72). Este elemento geométrico é responsável pela redução da velocidade dos veículos cruzando a interseção. Os

raios das curvas da ilha central devem estar em conformidade com a velocidade do tráfego em circulação, de modo a garantir condições seguras de operação.

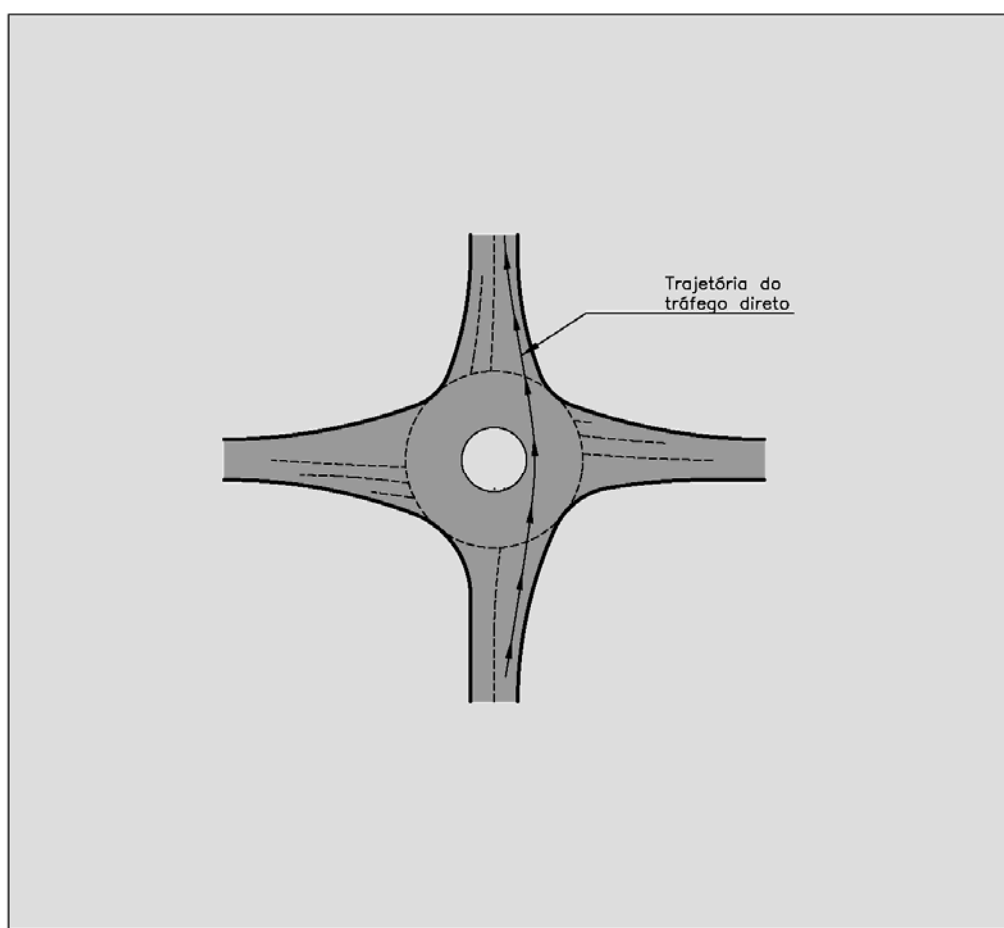



Figura 72 – Rótula com deflexão do tráfego garantida pela ilha central

A caracterização clara da prioridade do tráfego circulando na rotatória resulta na eliminação ou redução drástica do entrecruzamento de fluxos na pista de circulação em torno da ilha central. Portanto, sua largura deve garantir que este entrecruzamento seja o mínimo possível: o tráfego entrando na rotatória e saindo na aproximação seguinte não deve se entrelaçar com o tráfego circulando. Os raios das entradas e saídas ajudam a garantir este princípio operacional.

A inexistência de meio-fio na ilha central facilita o movimento de giro de veículos grandes. Em casos onde o espaço é exíguo, alguns veículos maiores podem apresentar dificuldade ao realizar as conversões. Se não existir meio-fio, ou forem transponíveis, pode-se permitir que tais veículos passem com uma ou mais rodas sobre a área referente à ilha central, de modo a realizar as

curvas sem maiores restrições ou complicações operacionais. No caso de pista com duas ou mais faixas de tráfego os veículos maiores se acomodam invadindo a faixa adjacente.

A Figura 73 mostra os tipos mais usuais de rótula moderna. O *Tipo Circular* deve ser evitado, por incluir reversões desnecessárias e criar áreas de pavimento ociosas, já que os veículos tendem a "enforcar" as reversões.

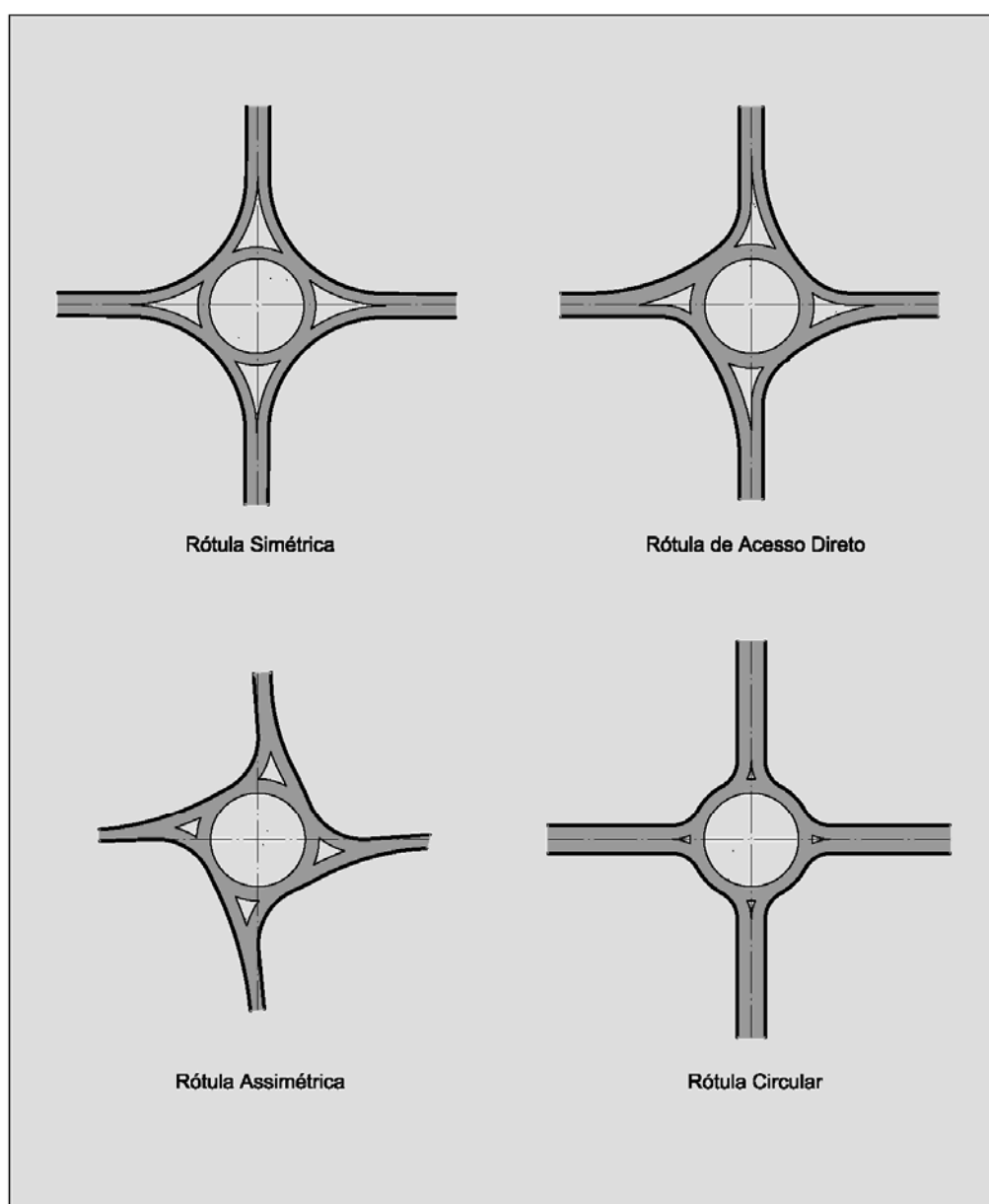



Figura 73 – Tipos de rótula moderna

Entradas e saídas

As entradas e saídas são elementos fundamentais na determinação da capacidade e nas condições operacionais das rotatórias modernas.

A largura da aproximação de entrada e/ou o número de faixas de tráfego são os principais fatores na determinação da capacidade da rótula, mas é necessário que a pista de circulação tenha também essa largura, ou número de faixas. A largura/número de faixas da pista de circulação deve ser pelo menos igual à da maior aproximação de entrada.

Quando a capacidade necessária para a rótula exige o aumento da largura de uma entrada, adiciona-se uma nova faixa paralela à existente ou alarga-se gradualmente essa faixa até a aproximação de entrada. O número de faixas criadas pelo alargamento é função do aumento de largura obtido e da largura mínima de faixa recomendada para o tipo de veículo trafegando naquela aproximação.

Em interseção existente, onde se deseja implantar uma rotatória e não se tem espaço suficiente para o alargamento ideal, esta restrição é compensada, em parte, pela localização da linha de *"Dê a Preferência"*, que é curva e aproximadamente paralela à ilha central. Os veículos ficam melhor posicionados para se inserirem na rotatória. Somente com os veículos parando de acordo com a posição da faixa é que se garante os ganhos em capacidade proporcionados pelos alargamentos. A visão do motorista do veículo mais à direita, parado junto à faixa, não é obstruída pelo veículo adjacente à esquerda, que fica parado mais atrás.

Os raios e ângulos nas entradas e saídas devem garantir que os movimentos de giro sejam realizados com facilidade por todos os tipos de veículos passando pela rotatória. Por esta razão deve-se prover concordâncias suaves entre entradas e saídas adjacentes.

A deflexão do tráfego entrando na rotatória também é uma importante característica de operação e de segurança da interseção. Portanto, a deflexão deve ser garantida por elementos do projeto. A ilha central é o principal dispositivo para atender essa finalidade; constitui um obstáculo físico ao tráfego direto, que deve obrigatoriamente contorná-la.

Parâmetros básicos de projeto

Uma das primeiras considerações a serem feitas se refere à capacidade de acomodação de grandes veículos de carga e de transporte coletivo. O diâmetro externo deve ser pelo memos da

ordem de 30 m a 40 m. O diâmetro interno deve procurar um equilíbrio entre a necessidade de atender ao gabarito dos maiores veículos e a conveniência de evitar amplos espaços que possam encorajar velocidades elevadas.

A largura da pista rotatória deve levar em conta o número de ramos de acesso e os raios de giro dos veículos circulando na mesma. As larguras dos ramos de acesso ou de saída da rótula devem ser compatibilizados com as larguras das faixas de tráfego dos acessos, que geralmente variam de 3,50 a 4,00 m. No caso de acessos com meios-fios intransponíveis deve-se considerar os acréscimos de largura provocados pelos mesmos.

Um detalhe construtivo importante refere-se à seção transversal da pista rotatória. Ela nunca deve ser inclinada para o centro da rótula para não provocar aumento de velocidade. É conveniente que a declividade transversal seja inclinada para fora, resultando em rampa positiva nas entradas na rotatória, melhorando a visibilidade dos veículos que nela tafegam para os que dela se aproximam. A superlevação deve ser de 1,5% a 2,5%, valores adequados para a drenagem da pista rotatória para seu bordo externo. A combinação da inclinação da área da rótula como um todo com a superelevação da pista rotatória não deverá resultar em valores superiores a 5% em nenhum de seus trechos. A solução ideal se obtém em áreas proximamente planas. Se não for possível atender o limite fixado deve-se pensar em outro tipo de solução para a interseção.

Visibilidade

Por razões de segurança, a boa visibilidade deve ser garantida tanto em relação aos elementos físicos da interseção, quanto em relação ao tráfego de veículos e de pedestres.

No que diz respeito aos elementos físicos, a grande preocupação deve ser com as ilhas (ilha central ou de deflexão do tráfego). Estas são obstáculos e, como tal, devem ser visíveis aos motoristas, em qualquer condição. Neste sentido, a sinalização adequada garante a devida visibilidade, que pode ser aumentada com o uso de material refletivo e de tachões.

A visibilidade que os motoristas devem ter dos demais veículos e dos pedestres também é fundamental. Não pode existir obstrução, de qualquer tipo, que impeça um motorista, que se aproxima da entrada, de ver os veículos em movimento no fluxo circulatório, de modo a ceder a vez a eles.

Outra característica importante e que melhora a visibilidade é a posição da faixa de *"Dê a Preferência"* colocada nas entradas das rotatórias. Conforme já observado, ao acompanhar a

forma da ilha central, esta faixa permite que os veículos situados nas faixas mais à direita nas entradas se posicionem à frente dos demais, de modo que seu motorista tenha visão livre com relação ao fluxo circulatório.

Pedestres e ciclistas

A travessia de pedestres deve ser projetada considerando a conveniência e segurança dos pedestres e condições de operação da rótula. Normalmente são utilizadas as ilhas divisórias com travessias um pouco antes das entradas, para não interferirem com os veículos parados nem tirar a atenção dos motoristas, voltada para o fluxo circulatório.

Desejavelmente as travessias devem se conectar nas aproximações a não menos de 20 m da faixa *"Dê a Preferência"*. Para conectar as travessias nesses locais, pode-se rebaixar o meio-fio das calçadas e interromper as ilhas, criando espaços com meio-fio rebaixado. Para forçar a travessia no lugar adequado podem ser colocados gradis ou barreiras desde as esquinas até o local escolhido para as travessias.

Quando bicicletas tiverem que ser consideradas na operação da rótula, o projeto deve pesar a conveniência entre acomodar as bicicletas nas passagens de pedestres ou junto com os veículos, em função das velocidades presentes. Nas rótulas pequenas as velocidades dos veículos não diferem muito das bicicletas, podendo haver boa acomodação de operação conjunta.

Segurança

Pesquisas realizadas na Alemanha e na Austrália indicam que rótulas com menores diâmetros apresentam índices de acidentes menores.

Além disso, recentes pesquisas feitas nos Estados Unidos da América em inúmeras rótulas modernas permitiram chegar às seguintes conclusões:

- Diversos acidentes em rótulas rurais resultam de velocidade excessiva dos veículos, provocados por falsa sensação de segurança.
- Fluxos desbalanceados podem prejudicar a operação da rótula.
- A deficiência de visibilidade pode prejudicar o fluxo de veículos na rotatória.
- O fluxo muito baixo pode resultar em velocidades excessivas, prejudiciais ao controle adequado dos veículos.

Uma solução para evitar a entrada com alta velocidade em rótulas, ocorrência comum em rodovias rurais com elevado padrão de projeto, é adotar curvas reversas sucessivas como indicado na Figura 74. As curvas, adequadamente projetadas, reduzem a velocidade de modo a que possa ser visto e obedecido o sinal que indica a preferência do tráfego da rótula. Estudos mostraram que a aplicação dessa solução reduziu quase à metade o número de acidentes.

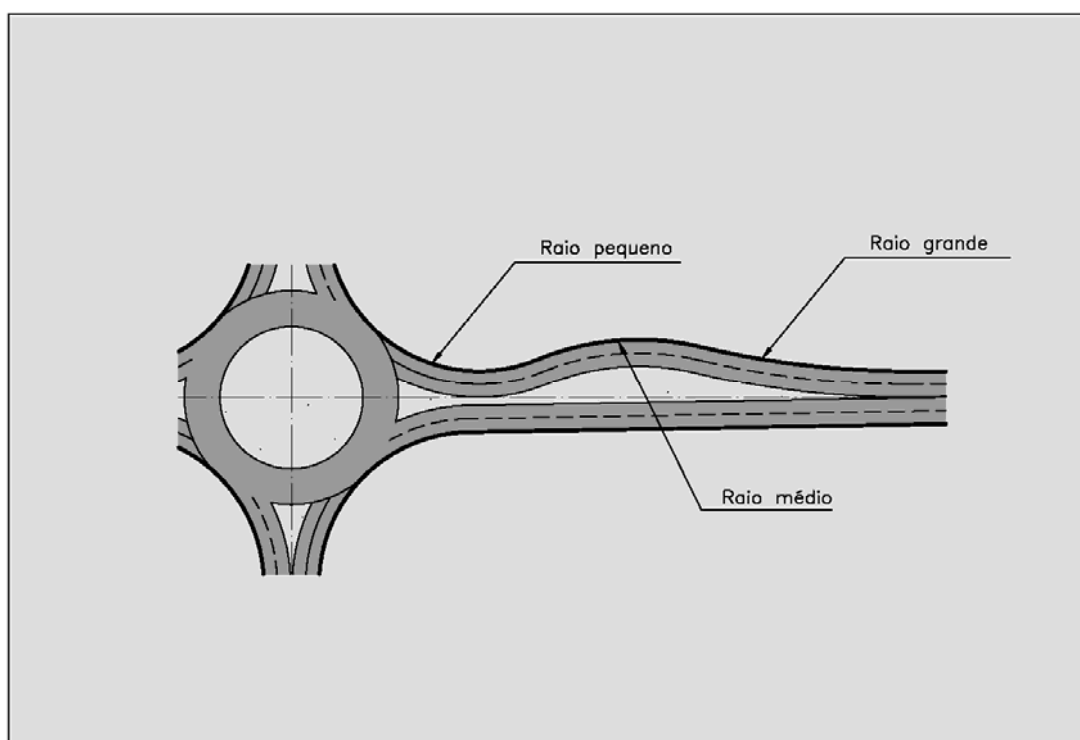



Figura 74 – Curvas sucessivas nas aproximações das rótulas em vias rurais de alta velocidade

Capacidade

O *Highway Capacity Manual*, edição 2000, apresenta metodologia para determinação de capacidade de uma rótula moderna com uma única faixa de tráfego, mas sem estimativas de níveis de serviço. O conhecimento nos Estados Unidos das rótulas com mais de uma faixa é ainda insuficiente para a formulação de método confiável de determinação de capacidade.

A experiência em outros países indica que o número de faixas nas aproximações e na via rotatória são essenciais para a determinação da capacidade. As normas alemãs (*Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen - HBS*, Forschungsgesellschaft für Strassen - und Verkehrswesen, 2001) apresentam método para estimativa da capacidade e dos níveis de serviço

para uma e duas faixas tanto na rotatória como nos acessos. Os australianos, franceses, suíços e os ingleses dispõem também de métodos para avaliação de capacidade para rótulas em geral, podendo-se destacar a publicação *The Traffic Capacity of Roundabouts* (Kimber, R.M., TRRL Laboratory Report 942 – Transport and Road Research Laboratory, England, 1980).

Devido à sua simplicidade e facilidade de uso, o método ora apresentado é o das Normas Alemãs. Em geral, as rótulas compactas de uma faixa de tráfego operam muito bem até volumes de 15.000 veículos por dia. Na Alemanha, com duas faixas na rotatória, chega-se a 25.000 veículos por dia, podendo atingir 35.000 veículos quando há predominância de giros para saídas à direita.

Deve ser ressaltado que outros estudos alemães (Brilon, W., and L. Bondzio. *New Research Results for Capacity and Safety of Roundabouts in Germany*, Strassenverkehrstechnik, 1998) incluem o caso de três faixas na pista rotatória. Esses estudos mostram que essa terceira faixa é praticamente inútil se se mantiverem as entradas com apenas uma faixa, mas que há um sensível acréscimo de capacidade quando as entradas possuem mais de uma faixa. É provável que isso resulte do fato de que os motoristas relutem em utilizar a faixa mais interna da rotatória pela maior dificuldade de saída da rótula.

Cabe observar que a capacidade de uma rótula na Alemanha é menor que em outros países da Europa (Suíça, França, Inglaterra). Esse fato torna mais seguro a utilização das normas alemãs para aplicação no Brasil.

Para determinação da capacidade e níveis de serviço de uma rótula moderna deve ser seguida a seguinte orientação.

a) Elaboração da Matriz de Origem e Destino

É fundamental conhecer as origens e destinos dos veículos que chegam à interseção, de modo a poder determinar todos os fluxos dos vários ramos, qualquer que seja a solução adotada no projeto. Para o caso de uma rótula de 4 ramos (Figura 75) é apresentado o esquema geral indicando as correntes de tráfego nas aproximações e na pista rotatória, bem como a sinalização e as correntes de pedestres.

Nos estudos de tráfego deverão ser feitas contagens classificatórias de origem e destino nos períodos de pico, separando os veículos pelos seus tipos: carros de passeio (**VP**), caminhões/ônibus (**CO**), semireboques/reboques (**SR/RE**), motocicletas (**M**), bicicletas (**B**).

Determinada a hora de pico, para cada tipo de veículo é preparada uma matriz de origem e destino, conforme exemplificado para um caso de 4 ramos (Tabela 17).

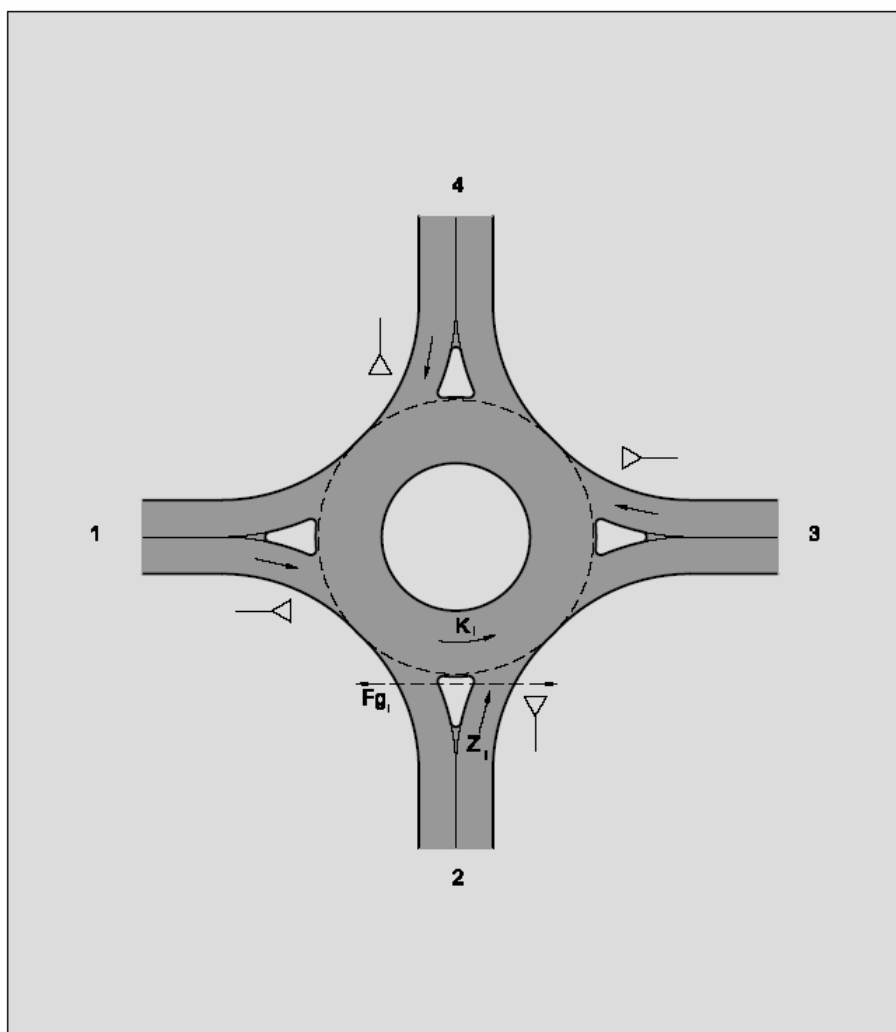



Figura 75 – Fluxos de tráfego em uma rótula moderna

Tabela 17 – Matriz de origem/destino

Origem \ Destino	1	2	3	4	Total
1	0	110	700	165	975
2	110	0	165	200	475
3	700	165	0	110	975
4	165	200	110	0	475
Total	975	475	975	475	2900

As matrizes devem ser transformadas em veículos equivalentes a carros de passeio (UCP), de acordo com a tabela de equivalência a seguir (Tabela 18).

Tabela 18 – Fatores de equivalência em unidades de carros de passeio (UCP)

Tipo de veículo	VP	CO/O	SR/RE	M	B	SI
Fator de equivalência	1	1,5	2	1	0,5	1,1

Para o caso em que se dispõe apenas de uma matriz de veículos sem classificação por tipo de veículo, adota-se o tipo *"Sem Informação"* (SI), cujo fator de equivalência médio é de 1,1 carros de passeio.

A soma das matrizes multiplicadas pelos fatores de equivalência correspondentes constitui a Matriz em Carros de Passeio Equivalentes.

Para a matriz apresentada, que se considerará ser a Matriz em Carros de Passeio Equivalentes, tem-se:

- As origens são indicadas na primeira coluna e os destinos na primeira linha.
- Os volumes de tráfego que chegam à rotatória pelos diversos acessos são Z1, Z2, Z3 e Z4, somas dos volumes com origens em cada um dos acessos 1 a 4, formando a última coluna da matriz.
- Os volumes de tráfego na rotatória antes de cada entrada, K1, K2, K3 e K4 são calculados pelas expressões:

  K1 = O3D2 + O4D2 + O4D3

  K2 = O1D3 + O1D4 + O4D3

  K3 = O2D1 + O1D4 + O2D4

  K4 = O2D1 + O3D1 + O3D2

  sendo OiDj o fluxo com origem no acesso i e destino no acesso j.

  No arco K_i passam as três combinações O_jD_n em que "j" e "n" são diferentes de "i" e o sentido de O_j para D_n é o sentido trigonométrico. No caso de número "m" de ramos, tem - se resultado semelhante. Portanto, no arco Ki passam os fluxos:

  $C_{m-1,2} = (m-1)!/2(m-3)!$.

b) Determinação da Capacidade de Entrada

Os volumes na rotatória antes de cada entrada são fundamentais para a determinação da Capacidade Básica (G_i) de cada entrada (i), de acordo com a fórmula que se segue:

$$G_i = 3600 \bullet \left(1 - \frac{t_{min} K_i}{n_k\, 3600}\right) \bullet \frac{n_k\, n_z}{t_f} \bullet \exp\left[-\frac{K_i}{3600} \bullet \left(t_g - \frac{t_f}{2} - t_{min}\right) \right]$$

onde:

G_i = capacidade básica da entrada i, em UCP/h

K_i = fluxo de tráfego na pista rotatória, em UCP/h

n_{ki} = número de faixas de tráfego na pista rotatória antes da entrada i

n_{zi} = número de faixas de tráfego na entrada i

t_g = valor médio do intervalo mínimo entre veículos na rotatória, aceitável por veículos na entrada aguardando oportunidade de se inserir na rotatória, em segundos

t_f = valor médio do intervalo entre dois veículos sucessivos da entrada, que entram no mesmo intervalo de veículos da rotatória, em segundos;

t_{min}= valor mínimo do intervalo entre veículos da rotatória, em segundos.

Na Alemanha são adotados os valores: t_g = 4,1 s, t_f = 2,9 s, t_{min} = 2,1 s, que são recomendados para o Brasil, até que se determine experimentalmente valores mais condizentes com nossas condições.

A Capacidade Básica (G_i) de cada entrada (i) pode também ser determinada usando o gráfico da Figura 76. São apresentadas três hipóteses: 1 faixa de tráfego na entrada e 1 na pista rotatória; 1 faixa de tráfego na entrada e 2 na pista rotatória; 2 faixas de tráfego na entrada e na pista rotatória.

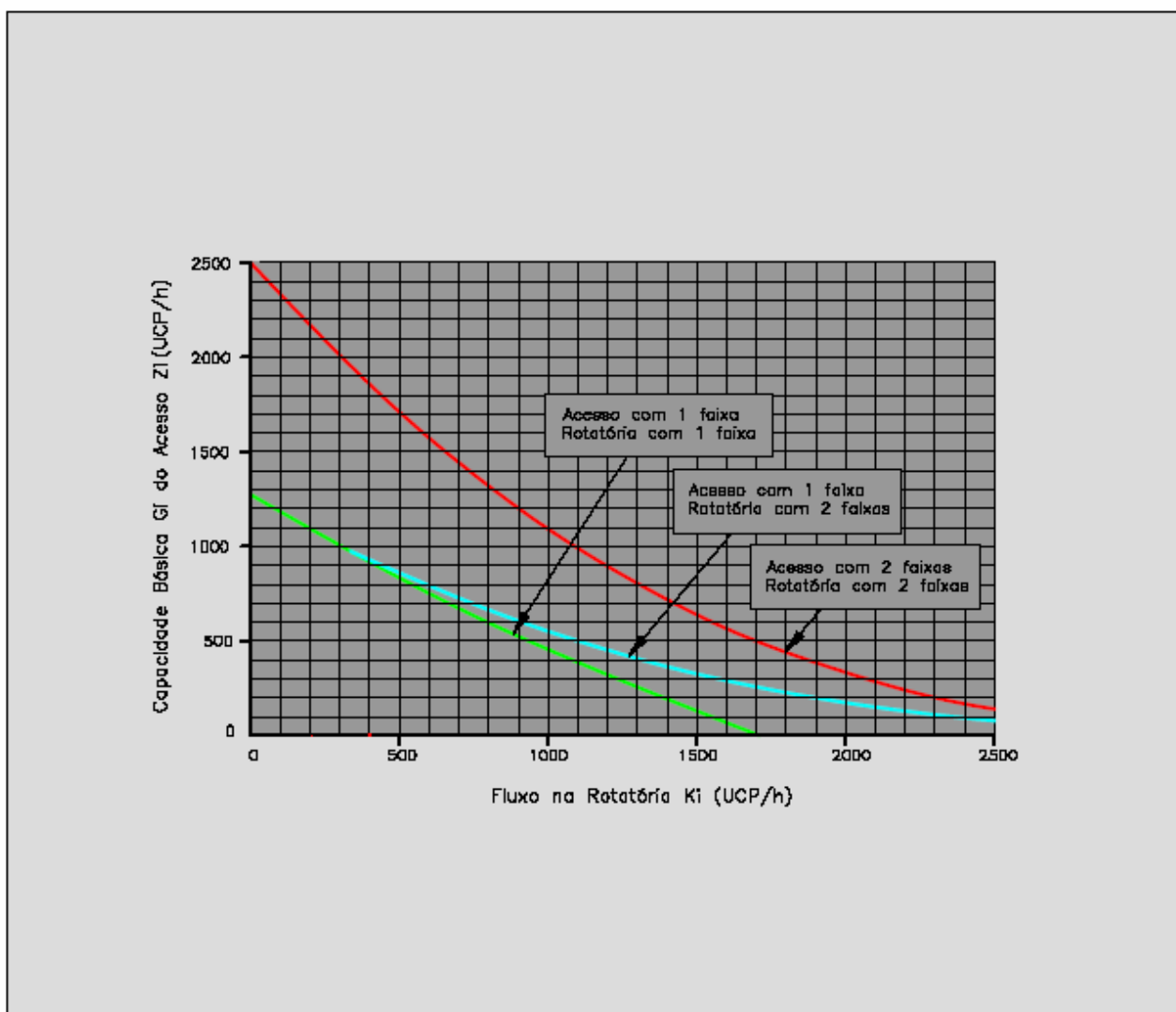



Figura 76 – Capacidade das entradas na rótula

Para cada entrada (i) determina-se o Fator de Pedestres (f_i) em função do número de pedestres por hora (Fg/h). Esse fator de redução é determinado segundo o número de faixas de tráfego da pista rotatória pelos gráficos da Figura 77 e Figura 78. O fator (f_i) leva em conta a redução de capacidade causada pela interferência dos pedestres que atravessam as vias de acesso. Quando o número de faixas não é igual na entrada e na pista rotatória, pode-se optar pelo menor fator de redução, por segurança.

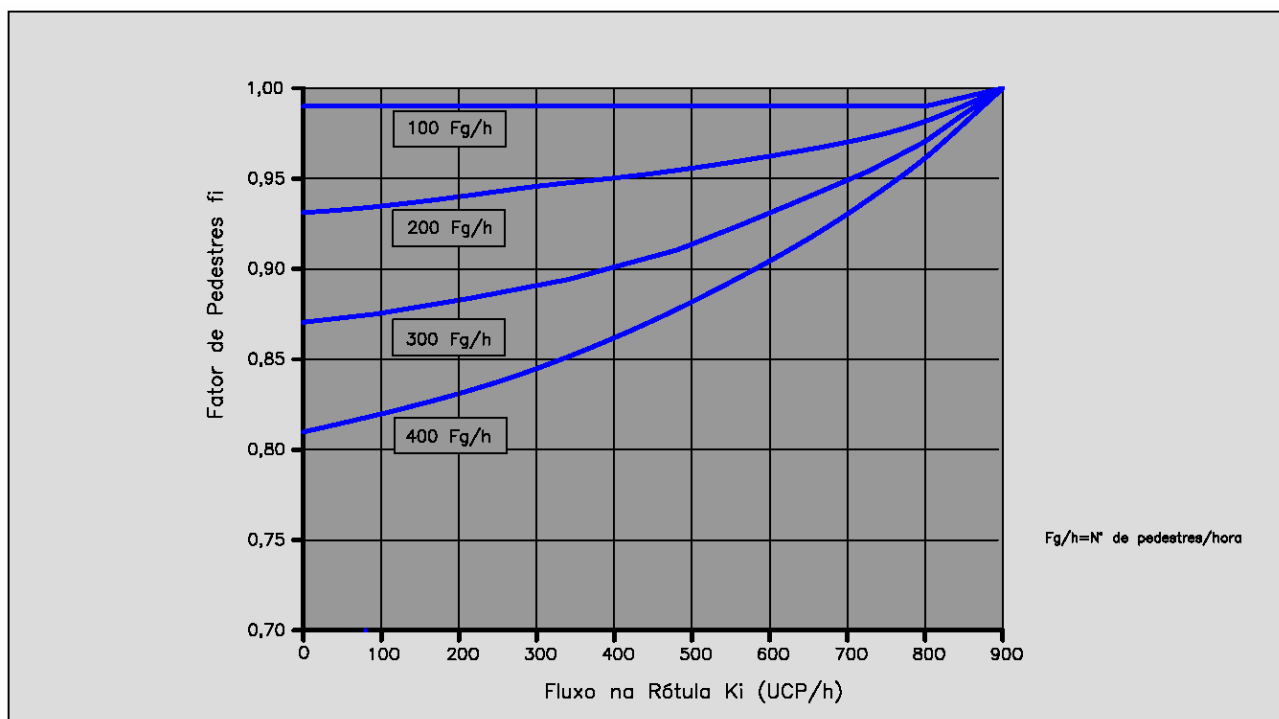



Figura 77 – Fator de redução (fi) para considerar a influência da travessia de pedestres de uma entrada com uma faixa de tráfego a uma rótula com uma faixa de tráfego

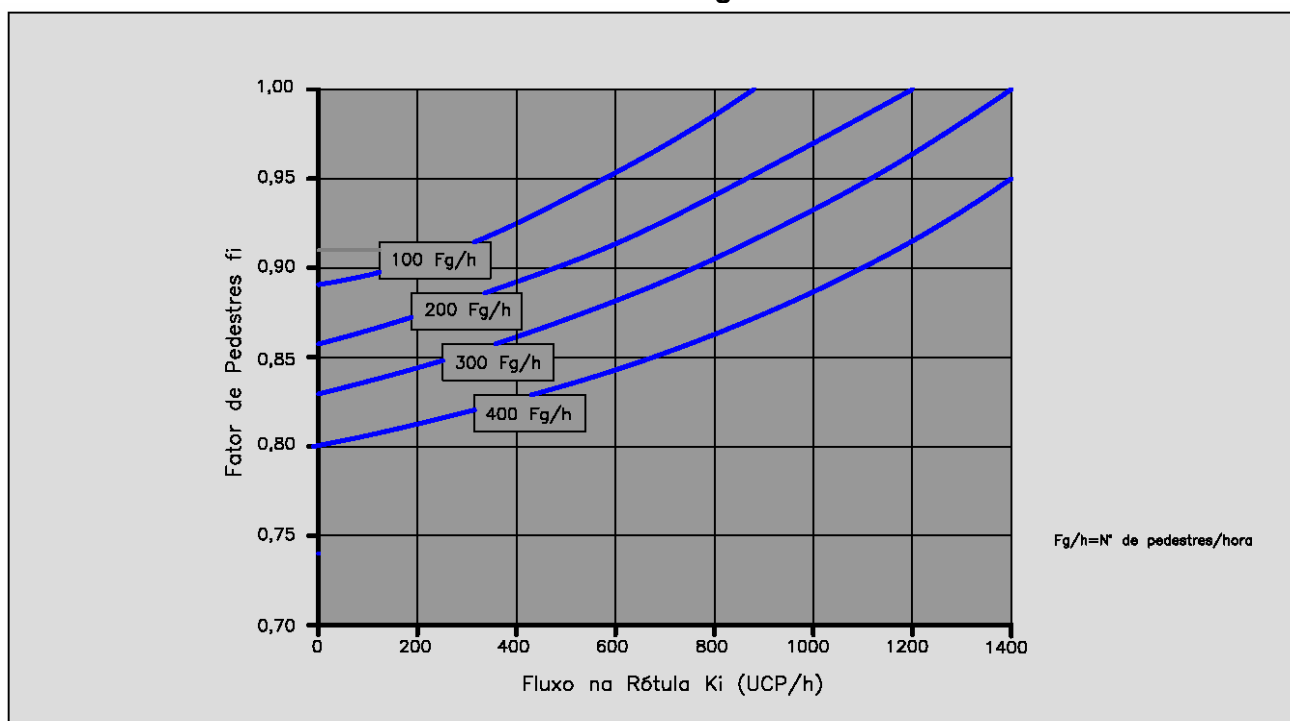



Figura 78 - Fator de redução (fi) para considerar a influência da travessia de pedestres de uma entrada com duas faixas de tráfego a uma rótula com duas faixas de tráfego

A capacidade da entrada (i) é obtida por:

$C_i = G_i f_i$

onde:

C_i = capacidade da entrada, em UCP/h

G_i = capacidade básica da entrada, em UCP/h

f_i = fator de pedestres

c) Determinação da Capacidade Residual

Calcula-se a Capacidade Residual (R_i) de cada entrada, pela fórmula:

$R_i = C_i – Z_i$

onde:

R_i = capacidade residual, em UCP/h

C_i = capacidade da entrada, em UCP/h

Z_i = fluxo de entrada, em UCP/h

d) Determinação do Tempo Médio de Espera

O Tempo Médio de Espera (TME_i) de cada entrada é obtido no gráfico da Figura 79, em função da capacidade residual (R_i) e da capacidade (C_i), interpolada entre as curvas da figura, ou usando as curvas externas, quando ultrapassadas.

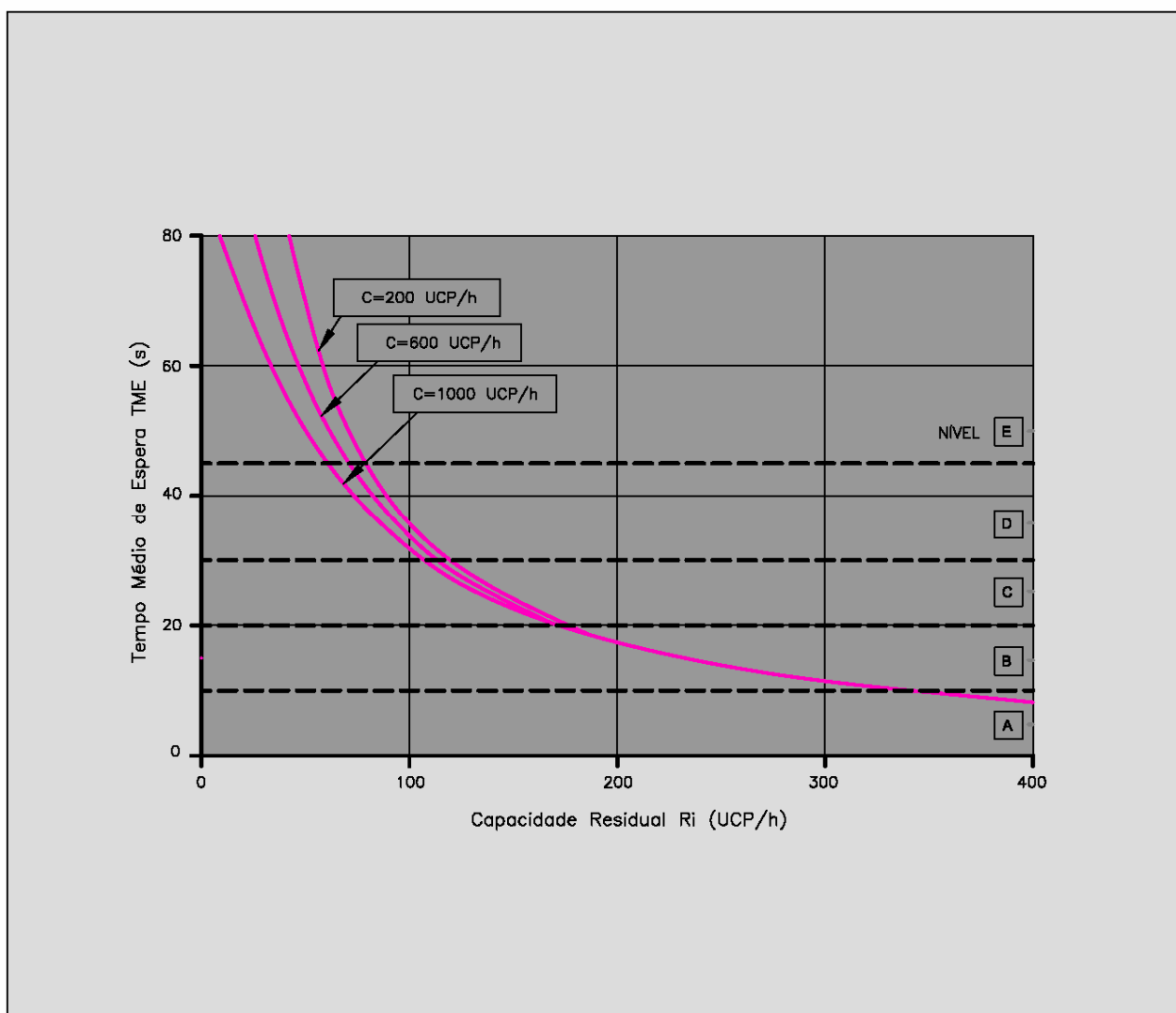



Figura 79 – Tempo médio de espera

e) Determinação dos Níveis de Serviço

Os Níveis de Serviço de A a F são definidos pelos tempos médios de espera (TME) na interseção, de acordo com a Tabela 19.

Tabela 19 – Níveis de serviço em função dos tempos de espera

Tempo médio de espera TME (s)	Nível de serviço (NS)
≤ 10	A
≤ 20	B
≤ 30	C
≤ 45	D
> 45	E
$R_i < 0$	F

Os Níveis de Serviço representam:

Nível A: A maioria dos veículos da corrente de tráfego pode passar livremente pela interseção, praticamente sem sofrer atraso.

Nível B: A capacidade de deslocamento dos veículos da corrente secundária é afetada pelo fluxo preferencial. Os tempos de espera são pequenos.

Nível C: Os motoristas da corrente secundária têm que estar atentos a um número expressivo de veículos da corrente principal. Os tempos de espera são sensíveis. Começam-se a formar retenções de veículos, mas sem grande extensão e duração.

Nível D: A maioria dos motoristas da corrente secundária é forçada a efetuar paradas, com sensível perda de tempo. Para alguns dos veículos os tempos de espera podem ser elevados. Mesmo que se formem retenções de extensões maiores, elas voltam a se reduzir. O movimento do tráfego permanece estável.

Nível E: Formam-se retenções de veículos, que não se reduzirão enquanto permanecerem os mesmos volumes de tráfego. Os tempos de espera tornam-se muito elevados. Pequenos aumentos das interferências entre veículos podem provocar colapso do tráfego. Foi atingida a capacidade.

Nível F: O número de veículos que chegam à interseção durante um longo intervalo de tempo é superior à capacidade. Formam-se longas e crescentes filas de veículos, com elevados tempos de espera. Esta situação é aliviada apenas com sensível queda dos volumes de tráfego. A interseção está sobrecarregada.

O Nível de Serviço para cada entrada i é obtido na Tabela 19, em função do Tempo Médio de Espera TME_i, apresentado na tabela como Tempo Médio de Espera em segundos TME (s). Observe-se que será ultrapassada a capacidade, quando a capacidade residual Ri for inferior a zero.

O Nível de Serviço da Rótula é obtido calculando o Tempo Médio de Espera da Rótula TMER, média ponderada dos tempos de espera TME_i dos acessos i, adotando como peso os volumes de tráfego Z_i, ou seja:

$$TIMER = \sum_{4}^{1} (Z_i \bullet TME_i) / (\sum (Z_i)$$

onde:

TMER= tempo médio de espera na rótula, em segundos

Z_i = fluxo na entrada i, em UCP/h

TME_i = tempo de espera na entrada i, em segundos

O Nível de Serviço da Rótula é obtido na Tabela 19, em função do Tempo Médio de Espera TMER, indicado por TME (s). Se uma das entradas atingir o *nível F*, a rótula está no *nível F*.

O Nível de Serviço de cada ramo da interseção e da rótula como um todo devem ser no máximo *D*. Nas rodovias secundárias pode-se admitir até o *nível E*. Se não se atender essas condições deve-se optar por outra solução.

Cabe observar que pelas Normas Alemãs a capacidade de saída de uma rotatória com uma ou duas faixas é de 1.200 a 1.400 unidades de carros de passeio por hora para cada ramo de saída com uma única faixa, aconselhando-se não ultrapassar o limite menor. Para ramos de saída com mais de uma faixa não há estudos conclusivos.

A Tabela 20 mostra-se um exemplo de cálculo da determinação da capacidade e níveis de serviço dos ramos de acesso e da rótula como um todo.

Tabela 20 - Determinação dos níveis de serviço de uma rótula moderna

Período: Pico da Manhã

Tempo Médio de Espera da Rótula: 10 seg

Nível da Interseção: B

Local:_________________________________

MATRIZ DE VOLUMES EM UNIDADES DE CARROS DE PASSEIO

Origem	Destino						Total do Acesso Zi	Total do Arco Ki
	1	2	3	4				
1	*0*	*93*	*594*	*140*			*828*	*403*
2	*93*	*0*	*140*	*170*			*403*	*828*
3	*594*	*140*	*0*	*93*			*828*	*403*
4	*140*	*170*	*93*	*0*			*403*	*828*

CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS E COMPLEMENTARES

Nome do Acesso	Número do Acesso	Fluxo de Tráfego (Acesso Zi, Arco Ki)	Número de Faixas
Rua das Rosas	1 1	Z1 K1	2 2
Rua de Baixo	2 2	Z2 K2	1 2
Rua das Flores	3 3	Z3 K3	2 2
Rua do Vale	4 4	Z4 K4	1 2

Número do Acesso	Fluxo Zi,Ki	VP/h	CO/h	SR/RE/h	Moto M/h	Bicicleta B/h	Sem Inf. SI/h	Unidade Passeio ucp/h	Pedestre Fg/h
1	Z1 K1	*507*	*49*	*98*	*39*	*27*	*0*	*828* *403*	0
2	Z2 K2	*247*	*24*	*48*	*19*	*13*	*0*	*403* *828*	200
3	Z3 K3	*507*	*49*	*98*	*39*	*27*	*0*	*828* *403*	0
4	Z4 K4	*247*	*24*	*48*	*19*	*13*	*0*	*403* *828*	200

DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE e DO NÍVEL DE SERVIÇO

Acesso ou Arco	Acesso Zi (ucp/h)	Arco Ki (ucp/h)	Capacid. Básica Gi (ucp/h)	Fator de Pedestre fi	Capacid. Ci (ucp/h)	Acesso	Capacid. Residual Ri (ucp/h)	Tempo Médio de Espera TMS (s)	Nível de Serviço
1	*828*	403	*1.818*	1,000	*1.818*	1	*990*	6	A
2	*403*	828	*629*	0,950	*598*	2	*195*	18	B
3	*828*	403	*1.818*	1,000	*1.818*	3	*990*	6	A
4	*403*	828	*629*	0,950	*598*	4	*195*	18	B

8.4 ALINHAMENTOS

Geralmente os alinhamentos horizontal e vertical da rodovia principal no local de uma interseção são estabelecidos por condicionantes que dificultam a realização de alterações para atender as exigências operacionais da interseção. Contudo, a despeito dessas limitações, quase sempre é possível introduzir modificações em locais de geometria desfavorável, objetivando modificar os alinhamentos de modo a garantir não só maior visibilidade em todas as direções como também assegurar melhores condições de operação.

8.4.1 Alinhamento Horizontal

Seja qual for o tipo de cruzamento, é desejável quanto aos aspectos econômicos e de segurança que, ao se projetar uma interseção, as vias interceptantes se encontrem segundo um ângulo igual ou próximo a 90º. As rodovias que se cruzam segundo um ângulo agudo exigem extensas áreas de pista em curva e tendem a restringir a visibilidade, especialmente para os motoristas de caminhões. Quando um caminhão faz a conversão num ângulo obtuso, o motorista tem áreas cegas à direita do veículo. Os cruzamentos em ângulo agudo aumentam o tempo de exposição dos veículos que cruzam a corrente do tráfego direto, aumentando os riscos de acidentes.

Ângulos de interseção entre 75º e 90º são geralmente considerados como valores em que a visibilidade e a operação do tráfego são pouco restringidas. Embora esses valores sejam normalmente desejados, alguma alteração pode ser permitida. Em determinados casos o ângulo de 60º é considerado aceitável, quando por exemplo a sua utilização implica em grandes reduções de custos de construção, que resultariam da adoção de ângulos maiores, próximos de 90º, aumentando as áreas a desapropriar. Para ângulo inferior a este limite (60º), o realinhamento deve ser considerado.

O procedimento de realinhar os cruzamentos para ângulos retos, da forma mostrada na Figura 80 (A e B), mostrou-se mais favorável por assegurar melhores condições de operação. O maior benefício é obtido quando as curvas usadas para realinhar as rodovias secundárias permitem velocidades equivalentes às da rodovia principal.

A prática de construir curvas horizontais com raios pequenos nos acessos das vias secundárias, para obter cruzamentos em ângulo reto, deve ser evitada sempre que possível. Essas curvas provocam invasão de faixas, pois os motoristas tendem a "enforcar" as curvas para aumentar seu raio de giro e invadem uma parte da faixa oposta. Também ocorre que os dispositivos de controle

do tráfego nos cruzamentos podem ficar fora da área visível pelo motorista, exigindo a instalação de sinalização avançada.

Outro método de realinhamento de uma rodovia com a interseção originalmente em ângulo agudo é substituir o cruzamento por interseções deslocadas, conforme mostra a Figura 80 (C e D). Uma só curva é introduzida em cada ramo do cruzamento, mas os veículos que atravessam devem entrar na via principal e depois retomar a via secundária.

O realinhamento da via secundária, conforme indicado na Figura 80 (C), proporciona um acesso com continuidade prejudicada, pois o veículo que atravessa precisa retomar a via secundária fazendo uma conversão à esquerda, a partir da via principal. Portanto, para que a interseção tenha um melhor desempenho será necessário a introdução de faixas de giro à esquerda. Esse tipo de projeto só deve ser utilizado quando o tráfego na via secundária for moderado e quando os destinos forem locais.

Quando o traçado da via secundária for o mostrado na Figura 80 (D) a continuidade do acesso melhora, pois o veículo que atravessa gira primeiro à esquerda na via principal (manobra que pode ser feita em segurança, aguardando uma brecha na corrente de tráfego) e depois gira à direita para retomar a estrada secundária, interferindo muito pouco na corrente de tráfego direto.

Quando uma grande parte do tráfego da via secundária se incorpora à via principal, em vez de atravessá-la, a interseção deslocada pode ser vantajosa, independente da conversão se realizar pela esquerda, ou pela direita.

Quando uma via secundária é tangente a uma curva da via principal, o seu realinhamento é vantajoso, conforme demonstrado na Figura 80 (E). O método conduz o tráfego para a via principal, melhorando as condições de visibilidade na área da interseção. Esse procedimento também reduz a área de conflito, o tempo necessário para a travessia e consequentemente o tempo de exposição ao perigo, bem como reduz a possibilidade de colisões quase frontais. Esta prática, no entanto, pode ter desvantagens para os veículos que se deslocam de uma via para outra, por efetuarem movimentos de giro com superelevação negativa. Poderão ser exigidos maiores estudos quando a curva apresentar superelevação elevada e quando a via de acesso tiver greide desfavorável e restrições de distância de visibilidade.

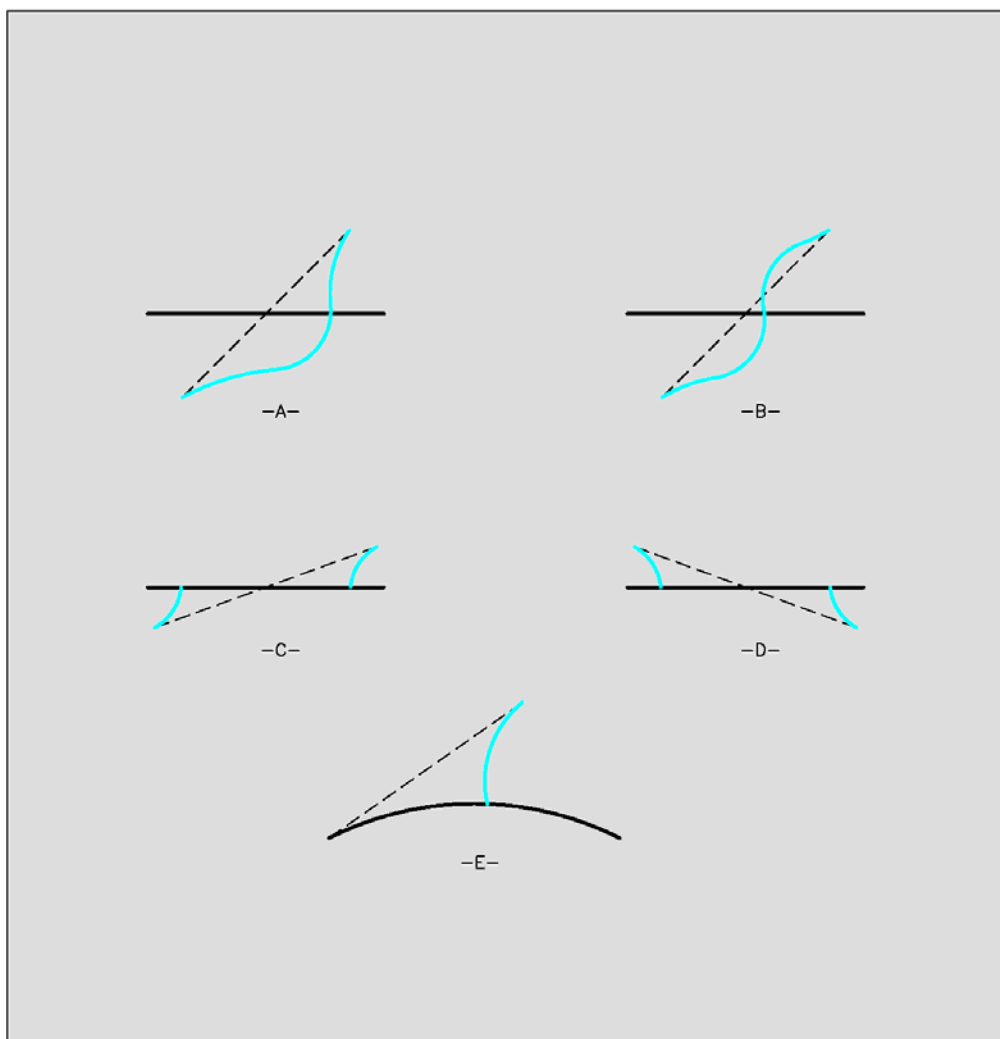



Figura 80 – Métodos de realinhamento

Cruzamentos em curvas fechadas devem ser evitados sempre que possível, porque a superelevação e alargamento dos pavimentos em curva complicam o projeto da interseção e podem reduzir a distância de visibilidade. Um traçado com a interseção de duas vias, formando um cruzamento de cinco ramos ou mais em sua junção, também deve ser evitado.

8.4.2 Alinhamento Vertical

Deve-se evitar projetos de greide que tornem difícil o controle do veículo nos cruzamentos. Embora se deva evitar grandes mudanças de greide nos cruzamentos, isso nem sempre é exeqüível. Deve-se prover ampla distância de visibilidade ao longo das vias que se interceptam, sempre que uma ou ambas as vias cheguem à interseção em curvas verticais.

Os greides das vias que se cruzam devem ser tão suaves quanto possível, especialmente nos trechos destinados ao armazenamento de veículos parados.

As distâncias calculadas para parada e aceleração de veículos de passeio em greides de 3% ou menos, pouco diferem das distâncias em nível. Greides acima de 3% exigem correção de vários fatores de projeto, para produzir condições equivalentes às da rodovia em região plana. A maioria dos motoristas não é capaz de julgar o aumento ou diminuição da distância de parada ou aceleração devidos a greides elevados. Assim sendo, sua avaliação e suas reações normais podem ser equivocadas num momento crítico. Consequentemente, greides de mais de 3% devem ser evitados na chegada a cruzamentos rodoviários. Quando as condições tornarem tal projeto excessivamente oneroso, os greides não deverão exceder 6%, com os correspondentes ajustes nos elementos de projeto.

As linhas de greide e as seções transversais dos ramos do cruzamento devem ser ajustadas desde uma distância anterior ao cruzamento propriamente dito, a fim de proporcionar uma junção suave e drenagem adequada. Normalmente, o greide da rodovia principal deverá ser mantido através da interseção e o do cruzamento ajustado ao mesmo. Esse projeto exige a transição do coroamento da via secundária para uma seção transversal inclinada em sua junção com a rodovia principal. Para cruzamentos simples, sem canalização, envolvendo baixas velocidades de projeto e sinais ou sinalização de controle de parada, pode ser desejável fundir os coroamentos das duas vias num plano só. Esse plano dependerá da direção da drenagem e outras condições. A mudança de uma declividade transversal para outra deve ser gradual.

O cruzamento de uma via secundária com uma rodovia de pista dupla com canteiro central estreito e curva superelevada deverá ser evitado sempre que possível, devido à dificuldade de ajustar os greides para proporcionar um cruzamento conveniente. Os projetos em perfil dos diversos ramos da interseção devem ser perfeitamente compatibilizados com as seções transversais dos demais ramos e trechos atingidos das rodovias envolvidas.

Em geral, o traçado e os greides são sujeitos a maior restrição nos cruzamentos ou nas suas proximidades do que nos trechos contínuos. Devem ser compatibilizados na área da interseção de forma que as faixas de tráfego sejam nitidamente visíveis pelos usuários a qualquer momento. Deve ser evitado o súbito aparecimento de conflitos potenciais e mantida a uniformidade de soluções dos trechos já percorridos.

A combinação da curva vertical e horizontal deverá permitir distância de visibilidade adequada no cruzamento. Após uma curva vertical convexa não deve ser projetada uma curva horizontal fechada, particularmente quando localizadas nas proximidades de interseções.

8.4.3 Controles Complementares de Projeto

Os alinhamentos horizontal e vertical das aproximações devem despertar a atenção do motorista para a iminência da interseção e ao mesmo tempo permitir que ele se concentre nas operações de percepção, reação e direção. As seguintes condições de operação devem fazer parte integrante do projeto das aproximações de uma interseção:

- Os alinhamentos devem prover distância de visibilidade para tomada de decisão ou desejável para parada (e não distância mínima de visibilidade de parada), bem como os espaços livres ou banquetas, necessários para visibilidade em planta.
- Os alinhamentos devem ter condições de funcionar com segurança para paradas freqüentes, normais em interseções (feitas para controle de tráfego, mudanças de direção e para evitar colisões).
- Os alinhamentos não devem apresentar maiores dificuldades para o motorista, que deverá ter sua atenção concentrada na interseção à sua frente.

O efeito dos alinhamentos das aproximações nos índices de acidentes foi dramaticamente demonstrado em pesquisa feita por Kihlberg e Tharp (*Accident Rates as Related to Design Elements of Rural Highways* – NCHRP Report 47). A comparação de duas seções rodoviárias de 480 m de alinhamento, uma sem curvas verticais ou horizontais e a outra contendo interseções, curvas horizontais e verticais é mostrada na Figura 81. Estudos feitos em rodovias norte-americanas mostraram que a presença de interseções em curvas com raios inferiores a 430 m dava origem a índices de acidentes consideravelmente maiores em rodovias rurais de pista simples.

Os projetistas devem evitar situar interseções em alinhamentos (ou nas proximidades) que apresentem dificuldades de manobra ou que aumentem significativamente as exigências de frenagem. São feitas as seguintes recomendações:

- Evitar rampas maiores que 6% em rodovias de baixa velocidade (50 a 55 km/hora), e rampas maiores que 3% em rodovias de alta velocidade (maior ou igual a 80 km/hora).
- Evitar situar interseções dentro ou próximo a curvas fechadas (curvas que justificam a adoção dos sinais A-1a e A-1b ou A-2a e A-2b do Manual de Sinalização do DNER, 1999).

- Tentar manter um alinhamento tão reto e sem variação vertical quanto possível, especialmente na distância correspondente aos 3 segundos que antecedem cada aproximação.

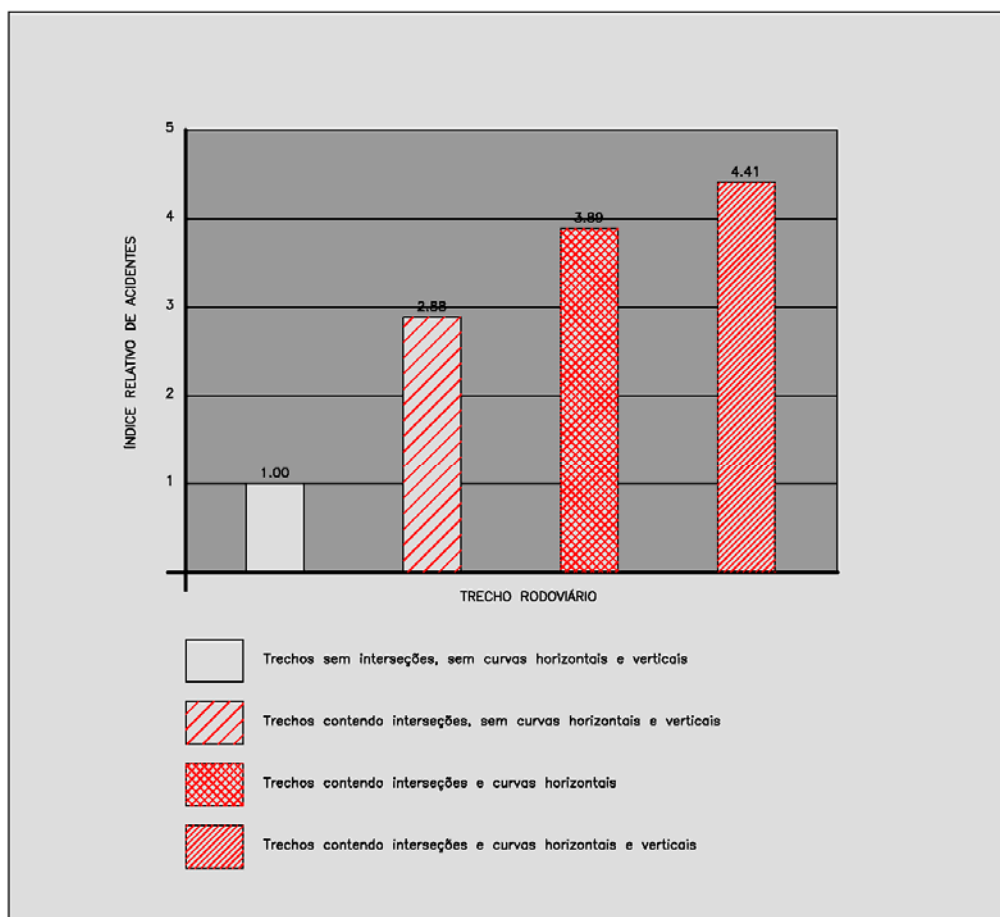



Figura 81 – Efeito dos alinhamentos das aproximações nos índices de acidentes

Em situações inevitáveis, condições especiais de projeto podem ser adotadas. Considere, por exemplo a Figura 82. A ocorrência de uma curva vertical convexa antes de uma interseção freqüentemente impede a sua visão. O projetista tem que se esforçar para prover o motorista com informação visual antecipada da existência da interseção. Neste caso, é desejável iniciar o alargamento da pista para formação da baia de giro à esquerda mais cedo do que normalmente seria feito. De forma semelhante, a antecipação do alargamento para canalização antes de uma curva é uma boa prática. O projeto deve ser executado de modo a “anunciar” de maneira segura a proximidade da interseção, conforme o exemplo de um acesso controlado por semáforos (Figura 83).

Em locais em que a interseção tem que ser feita dentro de curvas fechadas, o projetista deve prover ampla distância de visibilidade, sempre superior à distância mínima de visibilidade de parada, uma vez que para percorrer a curva é utilizada parte do atrito dos pneus com o pavimento, reduzindo o atrito disponível para a frenagem.

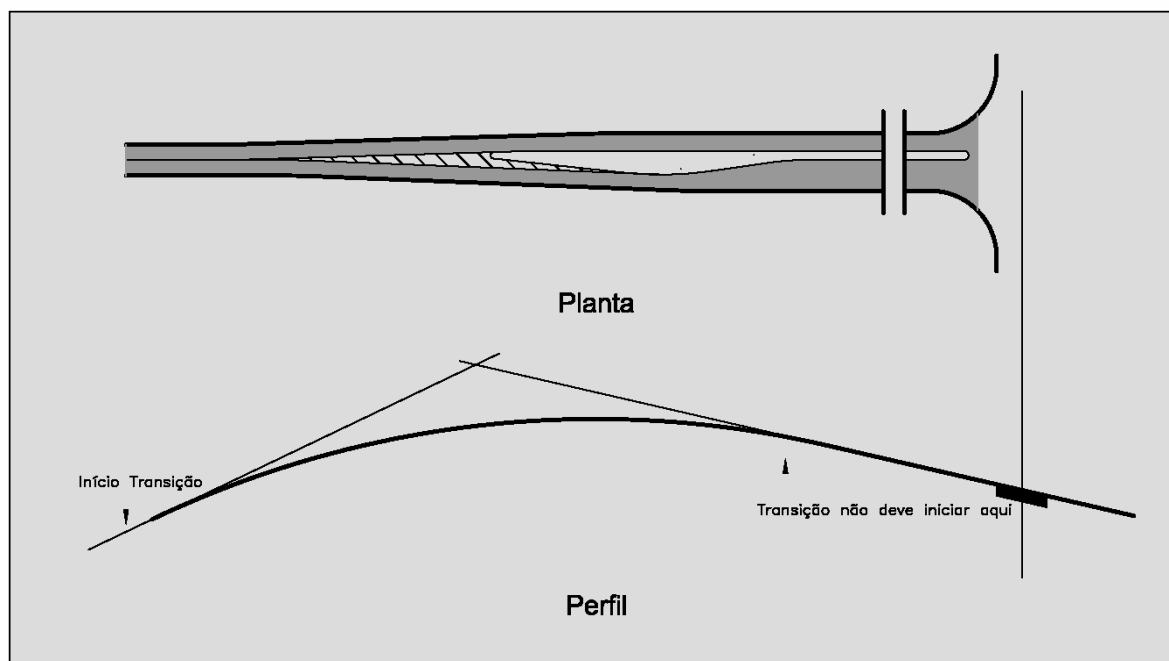



Figura 82 – Ajuste no perfil para prover informação visual antecipada da interseção

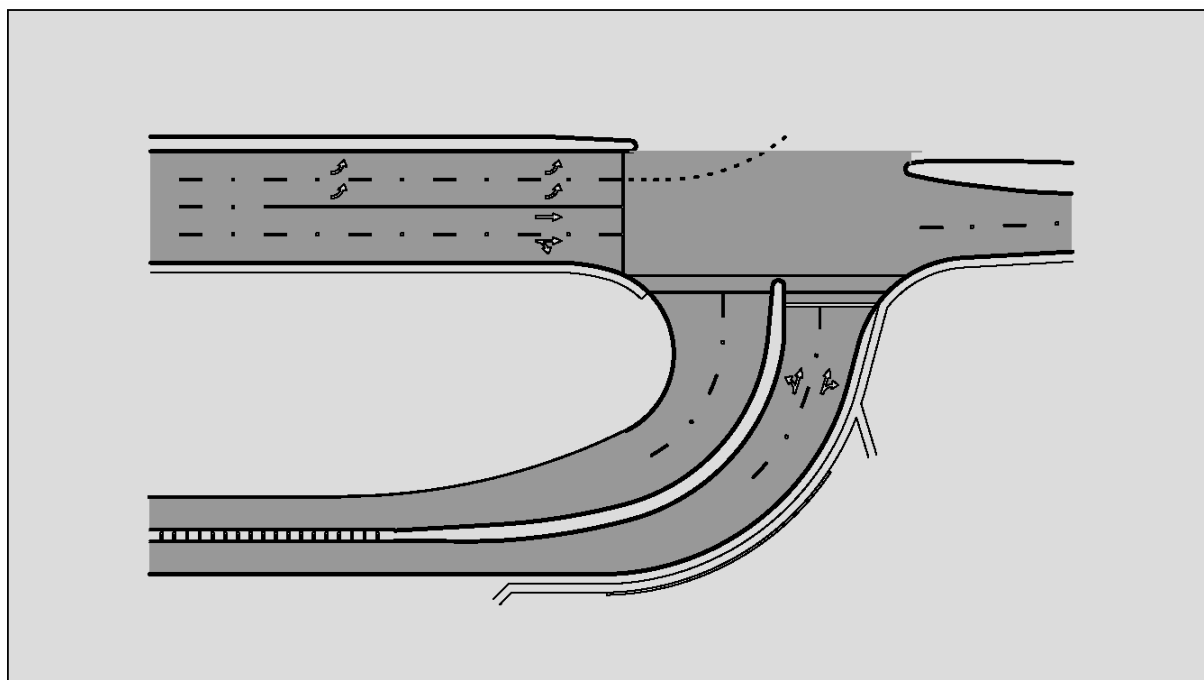



Figura 83 – Alargamento de pista para canalização

8.5 ELEMENTOS DO PROJETO

8.5.1 Distâncias de Visibilidade

8.5.1.1 Triângulos de visibilidade

Ao se aproximar de uma interseção o motorista de um veículo deve ter visão desimpedida de toda a interseção e de partes dos ramos de acesso, para que possa identificar possíveis perigos de conflitos e proceder às manobras necessárias. A área de visibilidade necessária é função das velocidades dos veículos envolvidos e das distâncias percorridas durante os tempos de percepção e reação e frenagem.

Em interseções deve-se dispor de maiores distâncias de visibilidade de parada na rodovia principal, uma vez que maior número de conflitos é esperado do que em um trecho livre de interferências. Nos ramais de acesso das rodovias transversais deve-se ter suficiente visibilidade do tráfego da rodovia principal, que permita que um veículo ao iniciar uma manobra de travessia ou de incorporação à rodovia principal, possa concluí-la com segurança.

Quando não for possível proporcionar distância adequada de visibilidade, as velocidades de aproximação devem ser controladas e reduzidas em função da distância de visibilidade disponível, ou outro tipo de controle deverá ser utilizado no cruzamento.

a) Triângulo de visibilidade para o tráfego em movimento

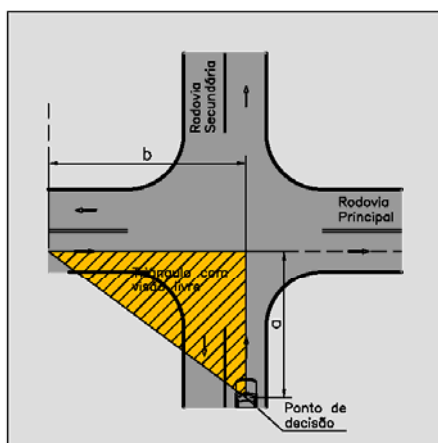
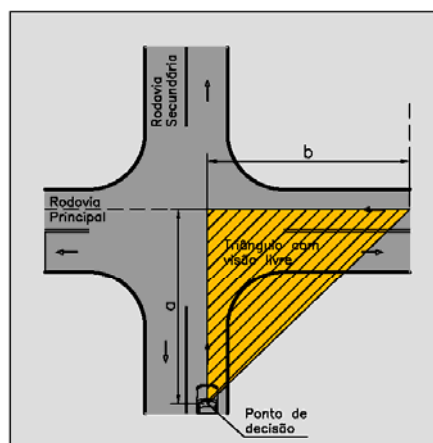
Os motoristas que se aproximam de um cruzamento de duas vias devem dispor de distância de visibilidade suficiente para avistarem-se mutuamente a tempo de evitar colisões. Cada motorista tem três opções: acelerar, reduzir a velocidade ou parar. Em cada interseção, em função do tipo de controle do trânsito, escolhe-se que opções serão adotadas. Para cada caso, as relações espaço-tempo-velocidade indicam o triângulo de visibilidade livre necessário (Figura 84). Se possível, toda a área do triângulo de visibilidade deve ser livre de objetos de altura que represente obstáculo para a visão do tráfego, tais como: edificações, veículos estacionados, taludes de cortes, cercas, árvores, moitas e plantações altas.

Triângulo de visibilidade para ver o tráfego que se aproxima pela esquerda

Triângulo de visibilidade para ver o tráfego que se aproxima pela direita

Figura 84 – Triângulo de visibilidade para o tráfego em movimento

b) Triângulo de visibilidade para o tráfego parado

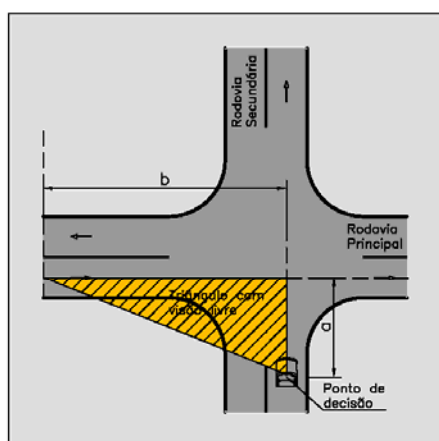
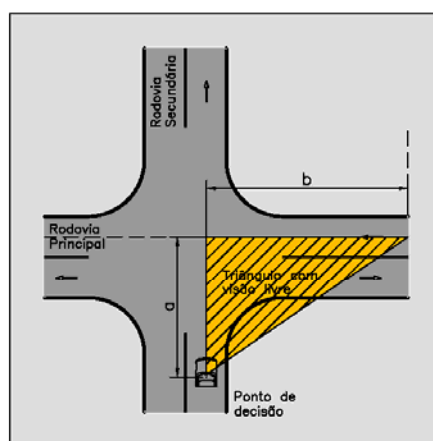
Se um veículo para em uma interseção, o motorista deve ter visibilidade suficiente da rodovia principal para poder cruzá-la em segurança antes da chegada do veículo avistado, após o início do movimento de cruzamento. A Figura 85 mostra a necessidade de dotar a interseção de um triângulo de visibilidade que permita com segurança a execução das manobras de travessia ou incorporação na rodovia principal. O projeto deve atender tanto as necessidades de espaço para manobras como as de visibilidade do tráfego conflitante. Normalmente tem-se que considerar veículos que venham tanto da esquerda como da direita.

Triângulo de visibilidade para ver o tráfego que se aproxima pela esquerda

Triângulo de visibilidade para ver o tráfego que se aproxima pela direita

Figura 85 – Triângulo de visibilidade para o tráfego parado

Nos triângulos de visibilidade as distâncias “*b*” são as percorridas por veículos da rodovia principal durante o tempo em que o veículo que vem pela secundária se desloca do ponto de decisão e atravessa a interseção ou se incorpora em uma das correntes da rodovia principal. As distâncias “*a*” são as percorridas na rodovia secundária a partir do ponto de decisão até o ponto de cruzamento com uma das correntes da rodovia principal.

c) Identificação de obstáculos à visibilidade nos triângulos de visibilidade

Os greides das rodovias que se interceptam devem ser projetados de modo a garantir as distâncias de visibilidade recomendadas nas aproximações das interseções. Dentro dos triângulos de visibilidade não devem ser permitidos objetos com altura que crie obstrução à visão dos motoristas.

A identificação dos obstáculos à livre visão depende do veículo de projeto considerado:

- *Carro de Passeio*: tanto o olho do motorista como o objeto estão à altura de 1,08 m.
- *Caminhão*: o olho do motorista está à altura de 2,33 m e o objeto a 1,08 m.

As alturas do olho do motorista são as recomendadas na edição 2001 na publicação da AASHTO *“A Policy on Geometric Design of Highways and Streets”*, um pouco mais rigorosas que as que constam das Normas para Projeto em vigor. A altura do objeto visa estabelecer simetria na troca de posições entre olho e objeto para o caso mais comum na prática, que é a adoção de carro de passeio como veículo de projeto.

d) Tipos de controle de tráfego nas interseções

As distâncias recomendadas nos triângulos de visibilidade dependerão do tipo de controle do tráfego adotado na interseção, a saber:

Caso A *– Interseções sem controle.*

Caso B *– Interseções controladas pela sinalização “Parada Obrigatória” na rodovia secundária*

Caso B1 *– Giro à esquerda a partir da rodovia secundária*

Caso B2 *– Giro à direita a partir da rodovia secundária*

Caso B3 *– Travessia a partir da rodovia secundária*

Caso B4 *– Quando há canteiro central na rodovia principal*

Caso C *– Interseções controladas pela sinalização “Dê a Preferência” na rodovia secundária.*

Caso C1 *– Travessia a partir da rodovia secundária*

Caso C2 *– Giro à esquerda ou à direita a partir da rodovia secundária*

Caso D *– Interseções controladas pela sinalização "Pare" em todas as correntes de tráfego.*

Caso E *– Giros à esquerda a partir da rodovia principal.*

8.5.1.1.1 Interseções sem controle (Caso A)

Uma interseção sem qualquer controle por sinais de parada, de tráfego preferencial ou de semáforos, deve ser projetada de modo que um motorista que se aproxime da mesma possa ver veículos potencialmente conflitantes a tempo de parar antes de atingir a interseção.

Observações de campo permitem concluir que:

- Veículos que se aproximam de interseções sem qualquer controle reduzem suas velocidades a aproximadamente a metade da que vinham utilizando na rodovia;
- O tempo de percepção e reação para aplicação dos freios nesse caso é da ordem de 2,5 segundos;
- A distância necessária para parar após a aplicação dos freios pode ser determinada com os mesmos coeficientes utilizados para a determinação de distâncias de visibilidade de parada nos trechos contínuos;
- O resultado geral das observações acima conduz a valores geralmente menores que a distância de velocidade de parada correspondente à velocidade utilizada na rodovia.

A Tabela 21 mostra as distâncias "*a*" e "*b*" requeridas pelos veículos que se aproximam de uma interseção, como funções da velocidade diretriz e do greide da rodovia (ver Figura 84).

Tabela 21 Distâncias no triângulo de visibilidade – Caso A – interseções sem controle

Greide da aproximação (%)	Distâncias de visibilidade requeridas pelos veículos que se aproximam da interseção (m)										
	Velocidade diretriz da via de aproximação (km/h)										
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
- 6	20	30	40	50	60	70	90	110	125	145	160
- 5	20	25	40	50	60	70	85	100	115	145	160
- 4	20	25	35	50	60	70	85	100	115	130	150
- 3 a + 3	*20*	*25*	*35*	*45*	*55*	*65*	*75*	*90*	*105*	*120*	*135*
+ 4	20	25	35	45	50	60	70	80	95	110	120
+ 5	20	25	35	40	50	60	70	80	95	110	120
+ 6	20	25	30	40	50	60	70	80	95	110	120

A velocidade diretriz da rodovia secundária corresponde ao valor “a” e a da rodovia principal corresponde ao valor “b”.

Para o caso de greide na aproximação fora do intervalo –3% a 3% as distâncias de visibilidade foram multiplicadas pelos fatores de ajustamento recomendados pela AASHTO (Tabela 22).

Tabela 22 – Fatores de ajustamento para as distâncias de visibilidade em função do greide da aproximação

Greide da aproximação (%)	Velocidade diretriz da via de aproximação (km/h)										
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
- 6	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
- 5	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2
- 4	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
- 3 a + 3	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*
+ 4	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
+ 5	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
+ 6	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Assim, admitindo que as velocidades diretrizes nas *rodovias A e B* sejam: Va = 60 *km/h* e Vb = 80 *km/h* respectivamente, e que seus greides estejam no intervalo –3*%* a +3*%*, o triângulo de visibilidade requer, no mínimo, as dimensões: *a* = 55 *m* e *b* = 75 *m*.

Quando não for definida a velocidade diretriz de uma aproximação, a mesma pode ser estimada através de pesquisa local de velocidades, adotando-se o valor abaixo do qual trafegam 85% dos veículos.

Cabe ressaltar, ainda, que no caso de interseção sem nenhum controle, no que se refere a preferência de passagem, deve ser obedecido o Art.29, parágrafo III, do Capítulo 3 do novo *Código de Trânsito Brasileiro*, instituído pela lei nº 9.503, de 23 de setembro de 1997, transcrito no item 8.3.4.

8.5.1.1.2 Interseções controladas pela sinalização “Parada Obrigatória” na rodovia secundária (Caso B)

Caso B1 – Giro à esquerda a partir da rodovia secundária

A Figura 85 mostra os triângulos de visibilidade de partida necessários.

O ponto de partida na rodovia secundária (ponto de decisão), deve ficar à distância de 4,40 m a 5,40 m do bordo da faixa de tráfego da rodovia principal.

Observações dos intervalos de tempo entre veículos da rodovia principal aceitos pelos motoristas que desejam girar à esquerda a partir da rodovia secundária permitiram preparar a Tabela 23. Estudos indicaram que os valores dos intervalos não variam com a velocidade de aproximação e podem ser usados como base para determinação das distâncias de visibilidade nas interseções.

Tabela 23 - Intervalos de tempo aceitos para giros à esquerda

Veículo de projeto	Intervalo entre veículos na rodovia principal na velocidade de projeto t_g (s)
Carro de passeio (VP)	7,5
Caminhão/Ônibus (CO/O)	9,5
Semi-reboque/Reboque (SR/RE)	11,5

Fonte: AASHTO
Obs:
i) Intervalos de tempo necessários para um veículo parado girar à esquerda em uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central.
ii) Se na aproximação pela rodovia secundária o greide for ascendente e exceder 3%, adicionar 0,2 segundos para cada 1% de acréscimo.
iii) Se a rodovia principal tiver mais de duas faixas deve-se acrescentar 0,5 segundos para carros de passeio e 0,7 segundos para caminhão ou ônibus, para cada faixa a mais a ser atravessada.

A distância de visibilidade na interseção à esquerda e à direita ao longo da rodovia principal (*b* na Figura 85) é determinada pela fórmula:

$DVI = 0,278\ Vp\ t_g$

onde:

DVI = distância de visibilidade necessária ao longo da via principal (m)

Vp = velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)

t_g = intervalo de tempo entre veículos da rodovia principal aceitos por veículos procedentes da rodovia secundária (s)

A Tabela 24 (Distâncias de Visibilidade em Interseções – *Caso B1 – Giro à Esquerda a Partir da Rodovia Secundária*), contem os valores de DVI (*b*) para os casos da prática.

Tabela 24 – distâncias de visibilidade em interseções controladas pela sinalização "Parada Obrigatória" – Caso B1 – giro à esquerda a partir da rodovia secundária

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade necessárias para um veículo parado girar à esquerda em uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
Aproximações com greide até 3%											
VP	40	65	85	105	125	145	165	190	210	230	250
CO/O	55	80	105	130	160	185	210	240	265	290	315
SR/RE	65	95	130	160	190	225	255	290	320	350	385
Aproximações com greide de 4%											
VP	45	65	85	105	130	150	170	195	215	235	255
CO/O	55	80	110	135	160	190	215	245	270	295	325
SR/RE	65	100	130	165	195	230	260	295	325	360	390
Aproximações com greide de 5%											
VP	45	65	90	110	130	155	175	200	220	240	265
CO/O	55	85	110	140	165	195	220	250	275	305	330
SR/RE	65	100	130	165	200	230	265	300	330	365	395
Aproximações com greide de 6%											
VP	45	70	90	115	135	160	180	205	225	250	270
CO/O	55	85	110	140	170	195	225	255	280	310	335
SR/RE	65	100	135	170	200	235	270	305	335	370	405

Cabe observar que depois que se insere na rodovia principal o veículo proveniente da rodovia secundária está sujeito ao mesmo greide da rodovia principal. Por esta razão, não há necessidade de ajustamentos do intervalo de tempo t_g ao greide da rodovia principal. Contudo, para o caso particular em que um caminhão pesado proveniente da rodovia secundária entra na rodovia principal perto de uma curva côncava com greide superior a +3%, deve-se considerar o ajustamento de t_g ao greide da rodovia principal.

Caso B2 – Giro à direita a partir da rodovia secundária

O giro à direita da rodovia secundária para a principal deve atender o triângulo de visibilidade de partida para o tráfego da rodovia principal que se aproxima pela esquerda (Figura 85), considerando sempre o mesmo ponto de partida na rodovia secundária do *Caso B1*. Os intervalos

de tempo entre veículos da rodovia principal aceitos pelos motoristas da via secundária constam da Tabela 25 (Intervalos Aceitos para Giros à Direita e Travessias).

Caso B3 – Travessia a partir da rodovia secundária

Na maioria dos casos os *triângulos de visibilidade* de partida para giros à esquerda e à direita são mais que suficientes para atender o tráfego que atravessa a rodovia principal (ver Tabelas 23 e 25).

Entretanto, é conveniente verificar a disponibilidade de distância de visibilidade para movimentos de cruzamento, nos seguintes casos:

- quando não são permitidos giros à esquerda e à direita e a travessia é a única manobra permitida;
- quando o veículo deve atravessar largura equivalente a mais de seis faixas de tráfego;
- quando volumes substanciais de veículos pesados atravessam a rodovia e greides fortes após a travessia podem provocar retenção de veículos na interseção.

Observações dos intervalos de tempo entre veículos que desejam girar à direita ou atravessar a rodovia principal a partir da rodovia secundária permitiram preparar a Tabela 25.

Tabela 25 - Intervalos aceitos para giros à direita e travessias

Veículo de projeto	Intervalo entre veículos na rodovia principal na velocidade de projeto t_g (s)
Carro de passeio (VP)	6,5
Caminhão/Ônibus (CO/O)	8,5
Semi-reboque/Reboque (SR/RE)	10,5

Fonte: AASHTO

Obs:

i) Intervalos de tempo necessários para um veículo parado girar à direita ou atravessar uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central.

ii) Se na aproximação pela rodovia secundária o greide for ascendente e exceder 3%, adicionar 0,1 segundos para cada 1% de acréscimo.

iii) No caso de travessia, se a rodovia principal tiver mais de duas faixas deve-se acrescentar 0,5 segundos para carros de passeio e 0,7 segundos para caminhão ou ônibus, para cada faixa a mais a ser atravessada ou canteiro central estreito que não puder abrigar o veículo de projeto.

A distância de visibilidade na interseção à esquerda e à direita ao longo da rodovia principal (*b* na Figura 85) é determinada pela fórmula:

$DVI = 0{,}278\ Vp\ \ t_g$

onde:

DVI = distância de visibilidade necessária ao longo da via principal (m)

Vp = velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)

t_g = intervalo de tempo entre veículos da rodovia principal aceitos por veículos procedentes da rodovia secundária (s)

A Tabela 26 (Distâncias de Visibilidade em Interseções – *Casos B2* e *B3* – *Giro à Direita ou Travessia a partir da Rodovia Secundária*), contem os valores de DVI (*b*) para os casos da prática.

Tabela 26 – Distâncias de visibilidade (b) em interseções controladas pela sinalização "Parada Obrigatória" – Casos B2 e B3 – giro à direita ou travessia a partir da rodovia secundária

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade necessárias para um veículo parado girar à direita ou atravessar uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
Aproximações com greide até 3%											
VP	35	55	70	90	110	125	145	165	180	200	215
CO/O	45	70	95	120	140	165	190	215	235	260	285
SR/RE	60	90	115	145	175	205	235	265	290	320	350
Aproximações com greide de 4%											
VP	35	55	75	90	110	130	145	165	185	200	220
CO/O	55	80	105	135	160	185	215	240	265	295	320
SR/RE	60	90	120	145	175	205	235	265	295	325	355
Aproximações com greide de 5%											
VP	35	55	75	95	110	130	150	170	185	205	225
CO/O	55	80	110	135	160	190	215	245	270	295	325
SR/RE	60	90	120	150	180	210	240	270	295	325	355
Aproximações com greide de 6%											
VP	40	55	75	95	115	130	150	170	190	210	225
CO/O	55	80	110	135	165	190	220	245	270	300	325
SR/RE	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	360

Caso B4 - Quando há canteiro central na rodovia principal

Se o canteiro central não tem largura suficiente para abrigar com folga de 1 metro na frente e atrás o veículo de projeto, a largura do canteiro é transformada em "faixas de trânsito a atravessar" para aumentar o tempo do intervalo t_g. Aplica-se então a fórmula DVI = 0,278 Vp t_g, tanto para o caso de giros à esquerda (*Caso B1*) como de travessia da rodovia principal (*Caso B3*). Para giro à direita aplica-se o (*Caso B2*), sem alteração.

Se o canteiro central tem largura suficiente para abrigar com folga de 1 metro na frente e atrás o veículo de projeto, analisam-se independentemente as duas pistas da rodovia principal. Para a primeira pista analisa-se o giro à direita e a travessia (*Casos B2 e B3*). Para a segunda pista analisa-se o giro à esquerda (*Caso B1*) e a travessia (*Caso B3*).

8.5.1.1.3 Interseções controladas pela sinalização "Dê a Preferência" na rodovia secundária (Caso C)

Caso C1 – Travessia a partir da rodovia secundária

O comprimento dos lados do triângulo de aproximação correspondente à rodovia secundária para acomodar a manobra de travessia em uma interseção com sinal de "*Dê a Preferência*" (distância *a* da Figura 84) é obtido de forma semelhante ao *Caso A*. Entretanto, observações de campo mostram que os veículos da rodovia secundária que não param desaceleram até 60% da velocidade diretriz, e não 50%, como naquele caso.

A distância de visibilidade *b* do triângulo de aproximação deve ser calculado pelas equações:

$$t_g = t_a + \frac{w + L_a}{0,167\,Vs}$$

$$b = 0,278\ Vp\ t_g$$

onde:

t_g = tempo para atingir e atravessar a rodovia principal (s)

b = distância de visibilidade necessária ao longo da rodovia principal (m)

t_a = tempo transcorrido pelo veículo da rodovia secundária, entre o ponto de decisão e a rodovia principal, quando não para na mesma (s)

w = largura da interseção a ser atravessada (m)

L_a = comprimento do veículo de projeto (m)

Vs = velocidade diretriz da rodovia secundária (km/h)

Vp = velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)

A Tabela 27 fornece os comprimentos de aproximação da rodovia secundária em função da sua velocidade diretriz. Os tempos de percurso na rodovia secundária e os tempos de travessia da rodovia principal são apresentados na Tabela 28.

Tabela 27 – Distâncias percorridas ao longo da rodovia secundária em interseções controladas pela sinalização "Dê a Preferência" – Caso C1 – travessia a partir da rodovia secundária

Greide da rodovia secundária (%)	Distâncias percorridas ao longo da rodovia secundária para um veículo atingir a rodovia principal (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia secundária (km/h)										
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
- 6	20	35	45	60	70	90	120	140	160	185	215
- 5	20	30	45	60	70	90	110	125	150	185	215
- 4	20	30	40	60	70	90	110	125	150	170	200
- 3 a + 3	*20*	*30*	*40*	*55*	*65*	*80*	*100*	*115*	*135*	*155*	*180*
+ 4	20	30	40	55	60	70	90	105	120	140	160
+ 5	20	30	40	50	60	70	90	105	120	140	160
+ 6	20	30	35	50	60	70	90	105	120	140	160

Tabela 28 - Tempos de percurso na rodovia secundária e tempos de travessia da rodovia principal em interseções controladas pela sinalização “Dê a Preferência” – Caso C1 – travessia a partir da rodovia secundária

Velocidade diretriz da rodovia secundária (km/h)	Tempos para atingir e atravessar a rodovia principal – tg (s)				
	Veículo de projeto				
	Tempos na rodovia secundária – ta (s)	VP	CO	O	SR
	ta	tg	tg	tg	tg
20	3,2	7,1	8,1	9,0	10,4
30	3,6	6,2	6,9	7,5	8,4
40	4,0	5,9	6,4	6,9	7,6
50	4,4	6,0	6,4	6,7	7,3
60	4,8	6,1	6,4	6,7	7,2
70	5,1	6,2	6,5	6,8	7,2
80	5,5	6,5	6,7	7,0	7,3
90	5,9	6,8	7,0	7,2	7,5
100	6,3	7,1	7,3	7,5	7,7
110	6,7	7,4	7,6	7,8	8,0
120	7,0	7,6	7,8	8,0	8,2

Obs:

i) ta = tempo de percurso para um veículo que reduz sua velocidade antes de atravessar a rodovia principal, mas não para.

ii) tg = tempo para o veículo de projeto atravessar uma rodovia de duas faixas sem canteiro central e greides de 3% ou menor.

iii) tg deve ser ajustado com os fatores da Tabela 22 para valores do greide fora do intervalo -3% a +3%.

iv) tg não deve ser menor que o necessário para atravessar a rodovia principal a partir da posição de parado.

Em seguida são apresentados as Tabelas 29 a 33, que fornecem as distâncias de visibilidade necessárias ao longo da rodovia principal (*b*) com os valores dos comprimentos do lado do triângulo de aproximação da rodovia principal para os casos de Veículos de Projeto **VP** (Carro de passeio), **CO** (Caminhão ou ônibus convencional), **O** (Caminhão ou ônibus longo), **SR** (Semi-reboque) e **RE** (Reboque).

Tabela 29 – Distâncias de visibilidade ao longo da rodovia principal em interseções controladas pela sinalização "Dê a Preferência" – Caso C1 – travessia a partir da rodovia secundária

Velocidade diretriz da rodovia secundária (km)	Distâncias de visibilidade para carros de passeio (VP) – (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
20	40	60	80	100	120	140	160	175	195	215	235
30	35	50	70	85	105	120	140	155	170	190	205
40	35	50	65	85	100	115	130	150	165	180	200
50	35	50	65	85	100	115	130	150	165	180	200
60	35	50	70	85	100	120	135	155	170	185	205
70	35	50	70	85	105	120	140	155	175	190	205
80	35	55	70	90	110	125	145	160	180	200	215
90	40	55	75	95	115	130	150	170	190	205	225
100	40	60	80	100	120	140	155	175	195	215	235
110	40	60	80	105	125	145	165	185	205	225	245
120	45	65	85	105	130	150	170	190	215	235	255

Obs: Os valores do quadro devem ser ajustados para greides fora do intervalo -3% a +3% com emprego dos fatores da Tabela 22.

Tabela 30 – Distâncias de visibilidade ao longo da rodovia principal em interseções controladas pela sinalização “Dê a Preferência” – Caso C1 – travessia a partir da rodovia secundária

Velocidade diretriz da rodovia secundária (km)	Distâncias de visibilidade para caminhões e ônibus (CO) – (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
20	45	65	90	110	135	155	180	200	225	245	270
30	40	55	75	95	115	135	150	170	190	210	230
40	35	55	70	90	105	125	145	160	180	195	215
50	35	55	70	90	105	125	140	160	175	195	210
60	35	55	70	90	105	125	145	160	180	195	215
70	35	55	70	90	110	125	145	160	180	200	215
80	35	55	75	95	110	130	150	170	185	205	225
90	40	60	80	95	115	135	155	175	195	215	235
100	40	60	80	100	120	140	160	180	200	225	245
110	40	65	85	105	125	150	170	190	210	230	255
120	45	65	85	110	130	150	175	195	215	240	260

Obs: Os valores do quadro devem ser ajustados para greides fora do intervalo -3% A +3% com emprego dos fatores da Tabela 22.

Tabela 31 – Distâncias de visibilidade ao longo da rodovia principal em interseções controladas pela sinalização "Dê a Preferência" – Caso C1 – travessia a partir da rodovia secundária

Velocidade diretriz da rodovia secundária (km)	Distâncias de Visibilidade para ônibus longos (O) - (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
20	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300
30	40	60	85	105	125	145	165	185	210	230	250
40	40	60	75	95	115	135	155	175	190	210	230
50	35	55	75	95	110	130	150	170	185	205	225
60	35	55	75	95	110	130	150	170	185	205	225
70	40	55	75	95	115	130	150	170	190	205	225
80	40	60	75	95	115	135	155	175	195	215	230
90	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240
100	40	60	85	105	125	145	165	185	205	230	250
110	45	65	85	110	130	150	170	195	215	235	260
120	45	65	90	110	135	155	175	200	220	245	265

Obs: Os valores do quadro devem ser ajustados para greides fora do intervalo -3% a +3% com emprego dos fatores da Tabela 22

Tabela 32 – Distâncias de visibilidade ao longo da rodovia principal em interseções controladas pela sinalização "Dê a Preferência" – Caso C1 – travessia a partir da rodovia secundária

Velocidade diretriz da rodovia secundária (km)	Distâncias de visibilidade para semi-reboques (SR) – (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
20	60	85	115	145	175	200	230	260	290	320	345
30	45	70	95	115	140	165	185	210	235	255	280
40	40	65	85	105	125	150	170	190	210	230	255
50	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	245
60	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240
70	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240
80	40	60	80	100	120	140	160	185	205	225	245
90	40	65	85	105	125	145	165	190	210	230	250
100	45	65	85	110	130	150	170	195	215	235	260
110	45	65	90	110	135	155	180	200	225	245	265
120	45	70	90	115	135	160	180	205	230	250	275

Obs: Os valores do quadro devem ser ajustados para greides fora do intervalo -3% A +3% com emprego dos fatores da Tabela 22

Tabela 33 – Distâncias de visibilidade ao longo da rodovia principal em interseções controladas pela sinalização "Dê a Preferência" – Caso C1 – travessia a partir da rodovia secundária

Velocidade diretriz da rodovia secundária (km)	Distâncias de visibilidade para semi-reboques (RE) – (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
20	65	95	125	155	190	220	250	280	315	345	375
30	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300
40	45	65	90	110	135	155	180	200	225	245	270
50	40	65	85	105	125	150	170	190	210	235	255
60	40	60	85	105	125	145	165	185	210	230	250
70	40	60	80	105	125	145	165	185	205	225	245
80	40	65	85	105	125	145	165	190	210	230	250
90	45	65	85	105	130	150	170	190	215	235	255
100	45	65	90	110	130	155	175	200	220	240	265
110	45	70	90	115	135	160	180	205	225	250	270
120	45	70	95	115	140	160	185	210	230	255	280

Obs: Os valores do quadro devem ser ajustados para greides fora do intervalo -3% A +3% com emprego dos fatores da Tabela 22.

Caso C2 – Giro à esquerda ou à direita a partir da rodovia secundária

O comprimento do lado do triângulo de visibilidade de aproximação ao longo da rodovia secundária deverá ser de 25 m (distância *a* da Figura 84), tendo em vista que os motoristas que desejarem girar à esquerda ou à direita sem parar reduzirão suas velocidades para 16 km/h.

Por sua vez, o comprimento do lado do triângulo de visibilidade de aproximação ao longo da rodovia principal deverá atender aos intervalos de tempo da Tabela 34.

Tabela 34 - Intervalos aceitos para giros à direita e à esquerda

Veículo de projeto	Intervalo entre veículos na rodovia principal na velocidade de projeto t_g (s)
Carro de passeio (VP)	8,0
Caminhão/Ônibus (CO/O)	10,0
Semi-reboque/Reboque (SR/RE)	12,0

Fonte: AASHTO

Obs:

i) Intervalos de tempo necessários para giros à esquerda e à direita em uma rodovia de duas faixas e dois sentidos, sem canteiro central.

ii) Quando a rodovia apresentar maior número de faixas, deve-se adicionar 0,5 segundos para carros de passeio e 0,7 segundos para caminhões ou ônibus, para cada faixa adicional a ser atravessada pelo veículo que gira à esquerda.

iii) Para giros à direita não há necessidade de ajustamentos.

A Tabela 35 fornece os valores calculados para o caso de duas faixas, segundo os tipos de veículos considerados.

Tabela 35 – Distâncias de visibilidade ao longo da rodovia principal em interseções controladas pela sinalização "Dê a Preferência" – Caso C2 – giro à esquerda ou à direita a partir da rodovia secundária

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade ao longo da rodovia principal para um veículo girar à esquerda ou à direita a partir da rodovia secundária (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
VP	45	65	90	110	135	155	180	200	220	245	265
CO/O	55	85	110	140	165	195	220	250	280	305	335
SR/RE	65	100	135	165	200	235	265	300	335	365	400

Obs: Valores para rodovia principal com duas faixas e dois sentidos, sem canteiro central

Considerando que os veículos provenientes da rodovia secundária poderão parar antes de atravessar ou se inserir na rodovia principal, deverão ser atendidos os triângulos de visibilidade para o caso de parada obrigatória. De um modo geral, os triângulos de aproximação do *Caso C2* já atendem a essa exigência.

Geralmente há necessidade de maiores distâncias de visibilidade no caso de sinais preferenciais do que no caso de parada obrigatória, principalmente nos casos de travessia. Se não for possível prover a visibilidade necessária para o primeiro caso, então deve-se adotar sinais de parada obrigatória ou outras providências que reduzam as velocidades dos veículos.

8.5.1.1.4 Interseções controladas pela sinalização "Parada Obrigatória" em todas as correntes de tráfego (Caso D)

Em interseções deste tipo, o primeiro veículo parado em uma aproximação deve ser visível pelo primeiro veículo parado de qualquer outra aproximação. Vale ressaltar que somente a impossibilidade de conseguir visibilidade que acomode outra solução pode justificar a aplicação deste tipo de interseção.

8.5.1.1.5 Giros à esquerda a partir da rodovia principal (Caso E)

Todos os locais de uma rodovia em que é permitido girar à esquerda através do tráfego oposto, incluindo interseções, devem ter suficiente distância de visibilidade para permitir a manobra de giro. A distância de visibilidade necessária ao longo da rodovia principal é a distância percorrida com a velocidade diretriz da rodovia durante o intervalo de tempo indicado na Tabela 36.

Tabela 36 - Intervalos aceitos para giros à esquerda da rodovia principal

Veículo de projeto	Intervalo entre veículos na rodovia principal na velocidade de projeto t_g (s)
Carro de passeio (VP)	5,5
Caminhão/Ônibus (CO/O)	6,5
Semi-reboque/Reboque (SR/RE)	7,5

Obs: Se os veículos têm que atravessar mais que uma faixa de trânsito, no giro à esquerda, deve-se adicionar 0,5 segundos para carros de passeio e 0,7 segundos para caminhões ou ônibus, para cada faixa adicional a ser atravessada.

A Tabela 37 contém os valores calculados para o caso de duas faixas, para os três tipos de veículos considerados.

Tabela 37 – Distâncias de visibilidade ao longo da rodovia principal em interseções controladas pela sinalização "Parada brigatória" – Caso e – giros à esquerda a partir da rodovia principal

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade necessárias para os veículos que giram à esquerda da rodovia principal (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
VP	30	45	60	75	90	105	120	140	155	170	185
CO/O	35	55	70	90	110	125	145	165	180	200	215
SR/RE	40	65	85	105	125	145	165	190	210	230	250

Obs: Valores para rodovia principal com duas faixas e dois sentidos, sem canteiro central

De um modo geral, se a rodovia tem distância de visibilidade de parada adequada e se os *Casos B e C* foram atendidos para cada rodovia secundária transversal, a distância de visibilidade disponível atende às necessidades dos giros à esquerda.

No entanto, deve-se estar atento a problemas que podem ser criados nas interseções localizadas em curva horizontal ou em curva vertical convexa, ou quando há canteiro central com obstruções à visibilidade.

No caso de interseções de quatro ramos em rodovias de pista dupla com canteiro central, veículos opostos girando à esquerda podem bloquear a visão do tráfego que se aproxima.

8.5.1.1.6 Efeito da esconsidade

A Figura 86 mostra os triângulos de aproximação da interseção para o caso de esconsidade com ângulo *α*. Para ângulos menores que 60^{o} é necessário ajustar as distância de visibilidade.

Para o *Caso B – Interseções com parada obrigatória na rodovia secundária*, deve-se transformar o acréscimo de distância causado pela esconsidade em números adicionais de faixas a atravessar, para aplicar os coeficientes de ajustamento dos intervalos de tempo entre veículos da rodovia principal.

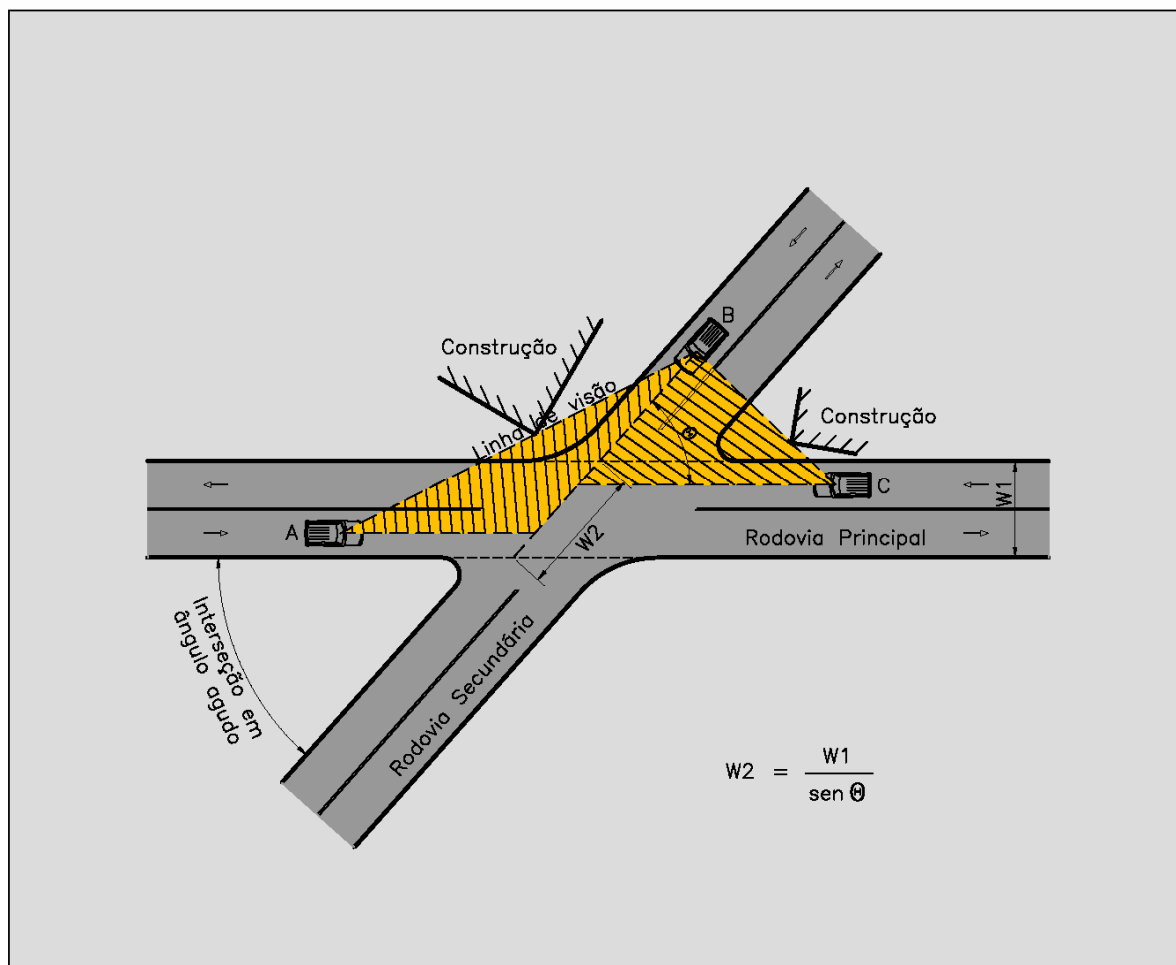



Figura 86 – Triângulo de visibilidade em interseções esconsas

Para o *Caso C1 – Travessia a partir da rodovia secundária*, de interseções com indicação de via preferencial, o termo *"w"* deve ser dividido por *sen α*, para aplicar na equação de obtenção do lado do triângulo de visibilidade de aproximação da rodovia principal.

Para o *Caso A – Interseções sem controle*, há dificuldades para que o motorista que se aproxima avalie as distâncias a percorrer. Recomenda-se que se adotem as distâncias do *Caso B* (*Interseções com parada obrigatória na rodovia secundária*), devidamente corrigidas para atender à esconsidade.

8.5.1.2 Distâncias de visibilidade de parada

Distâncias de visibilidade adequadas ao padrão estabelecido para uma determinada via ou ramo de interseção são elementos essenciais para operação segura e eficiente do tráfego. Essas distâncias, que se referem à visibilidade para parada e à visibilidade para ultrapassagem, podem ser restringidas por curvas verticais convexas de comprimento insuficiente, por curvas verticais côncavas em trechos não iluminados, ou por obstáculos laterais muito próximos da pista.

Uma distância de visibilidade acima da mínima de parada deve ser prevista em todas as pistas da interseção. A distância de visibilidade de ultrapassagem não deve ser considerada nas pistas com dois sentidos de tráfego porque nas interseções os trechos são curtos e a sinalização deve proibir a ultrapassagem.

A distância de visibilidade de parada é a que permite ao motorista, cuja vista se acha à altura de 1,10 m da pista, parar o veículo antes de alcançar um obstáculo com 0,15 m de altura. Os cálculos dos valores mínimos e desejáveis contemplam duas hipóteses diferentes concernentes à velocidade do veículo:

- No caso do valor mínimo, a velocidade do veículo terá sido reduzida, em conseqüência da chuva, para um valor algo inferior à velocidade diretriz. Esse valor corresponde à velocidade média de viagem, que varia de 82% a 100% da velocidade diretriz.
- A hipótese adotada para obter os valores desejáveis reflete a tendência dos motoristas trafegarem o mais rápido possível, com velocidade igual à velocidade diretriz, mesmo em ocasiões chuvosas.

Os valores das distâncias de visibilidade de parada são calculados pela fórmula geral a seguir (ver item 5.3 do *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais*, DNER, 1999):

$$D = 0{,}7\,V + \frac{V^2}{255\ (f + i)}$$

onde:

D = distância de visibilidade de parada, em m

V = velocidade diretriz ou média de viagem, em km/h

f = coeficiente de atrito entre pneu e pavimento molhado no caso de frenagem

i = greide, em m/m (positivo no sentido ascendente e negativo no sentido descendente)

O primeiro termo (0,7V) corresponde à distância percorrida durante o tempo de percepção, decisão e reação do motorista médio (2,5 segundos), a partir da visão do obstáculo. O segundo termo fornece a distância percorrida desde o início da atuação do sistema de frenagem até a imobilização.

Os valores calculados, arredondados para fins de projeto, são apresentados na Tabela 38.

Tabela 38 – Distância de visibilidade de parada (m)

Velocidade diretriz (km/h)	**15**	**20**	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
Mínima	15	20	30	45	60	75	90	110	130	155	180	205
Desejada	15	20	30	45	65	85	110	140	175	210	255	310

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais, DNER, 1999.

Dada a maior periculosidade das interseções, os valores das distâncias de visibilidade de parada desejadas, calculadas em função das velocidades diretrizes, devem ser preferencialmente consideradas como as distâncias mínimas a aplicar nas interseções. Estas distâncias devem ser atendidas ao longo de todos os ramos, tanto no alinhamento horizontal como no vertical.

Controle Horizontal

Em uma curva de uma interseção a área de visibilidade deve ser livre de obstáculos à visão do motorista. Desta forma, a linha de visão acompanhará sem obstruções visuais a corda do arco da curva, até interceptar a pista à uma distância de visibilidade de parada igual ou maior a distância fornecida na Tabela 38. Podem constituir obstáculos: postes, árvores, dispositivos de drenagem, defensas, muretas, muros (principalmente de arrimo), prédios, placas de sinalização, barreiras rígidas, meios-fios, taludes de corte, cercas vivas, árvores e canteiros de tratamento paisagístico. Obstáculos de pequena altura e obstáculos contínuos exercem menores influências e restrições sobre o motorista, reduzindo o perigo de acidentes e a necessidade de afastamento. Quando houver defensas protegendo um obstáculo fixo, o obstáculo deverá se situar afastado da defensa o suficiente para atender à deflexão dinâmica intrínseca desta.

Os gráficos mostrados nas Figuras 171 e 172, do item 9.5.7 – Gabarito Horizontal, indicam os valores correspondentes do afastamento horizontal necessário em função do raio da curva

descrita pelo olho do motorista e da velocidade admitida na curva da interseção, considerando as distâncias mínimas e desejáveis.

Controle Vertical

Nas interseções freqüentemente se usam curvas horizontais com pequenos raios. A visibilidade noturna depende dos faróis dos veículos, que iluminam um cone de abertura limitada, cujo eixo é paralelo ao eixo do veículo. O alcance da luz do farol deixa de ser um controle satisfatório para aferir a visibilidade das curvas com raios pequenos. Para minorar o problema, sempre que possível, deve-se dotar esses ramos de curvas verticais com comprimentos baseados nas distâncias de visibilidade de parada desejadas (Tabela 38).

Os gráficos mostrados nas Figuras 119 a 112, do item 8.5.7 – Curvas Verticais, fornecem os comprimentos mínimos das curvas verticais simples em função da diferença algébrica das rampas e da velocidade. Para as curvas verticais compostas deverão ser consultadas as Tabelas 59 a 61.

8.5.2 Curvas Horizontais

8.5.2.1 Tipos de curvas e seleção do raio de curvatura

Diversos tipos de curvas podem ser usados em interseções, dentre os quais se incluem as curvas circulares simples, compostas de dois ou três centros, ou com transição em espiral.

Os elementos das curvas circulares são facilmente calculados e locados no campo. Entretanto, o eixo traseiro de um veículo, especialmente quando de maior porte, não segue, ao girar, uma trajetória circular, mais se aproximando do formato definido pelas curvas de transição e compostas.

As curvas compostas utilizadas em interseções normalmente são de três centros, apesar de, em certos casos, as curvas de dois centros também poderem ser adequadas. A curva de três centros inicia e termina com curvas de raio superior ao da curva central. Geralmente, os raios das curvas inicial e final são cerca de duas a três vezes o raio da curva intermediária. Cada arco deve ter basicamente o mesmo comprimento, com valor suficiente para que os motoristas possam realizar as mudanças de velocidade necessárias.

As curvas de transição são as que melhor representam o trajeto natural dos veículos, mas envolvem uma maior complexidade de cálculo e maior dificuldade de locação no campo. Dentre

os vários tipos de curvas de transição, os mais usuais são as espirais, principalmente a clotóide, que é comumente empregada nos modernos projetos rodoviários.

Na escolha do raio de curvatura, os seguintes aspectos devem ser considerados:

Atendimento aos Veículos. O raio de curvatura deve ser dimensionado visando primeiramente a atender satisfatoriamente as necessidades dos veículos que realizam manobras de conversão no local, especialmente os de maior porte, sem a invasão de outras faixas. É essencial considerar o tipo, o volume e a velocidade dos veículos que utilizam a interseção. Nesse sentido, devido à relação existente entre velocidade e raio de giro, que são diretamente proporcionais, o raio de curvatura escolhido deve ser tal que induza os veículos a realizar a manobra com velocidade adequada, que atenda a taxa de escoamento requerida e a segurança da operação.

Segurança dos Pedestres. Raios maiores nas esquinas de interseções, apesar de vantajosos para o tráfego de veículos, podem representar desvantagem, na medida que a velocidade dos veículos e a distância de travessia dos pedestres tendem a aumentar, tornando maiores os riscos de atropelamento e sua gravidade.

Ângulo de Giro. O ângulo de giro (ângulo entre as tangente inicial e final de uma curva) geralmente define o raio a ser empregado, em função do espaço disponível. Ângulos pequenos conduzem ao emprego de raios maiores para atender os comprimentos mínimos desejados. Ângulos grandes impõem raios menores, para reduzir as dimensões das áreas necessárias.

Custo de Desapropriação. A área de desapropriação, tende a aumentar na medida que o raio de curvatura aumenta. Em locais de alta densidade de edificações e de serviços subterrâneos e/ou de custo elevado de espaço urbano, o raio a ser selecionado tende a assumir valores menores.

8.5.2.2 Raios mínimos para conversões de veículos de projeto

Onde for necessária previsão para manobras de conversão em espaço mínimo (caso freqüente em interseções não canalizadas), os raios dos bordos da pista deverão estar de acordo com as trajetórias mínimas dos veículos de projeto selecionados. Esse critério impõe velocidade de operação de 15 km/h ou menos.

Com base nas trajetórias que os veículos de projeto podem seguir, a AASHTO elaborou uma tabela para projeto mínimo dos bordos das pistas de conversão. Para o seu emprego, entra-se com o ângulo de giro e com o veículo de projeto, obtendo-se o raio mínimo de curva circular

simples a empregar ou os raios das curvas compostas correspondentes e respectivo afastamento da curva central. A tabela fornece ainda o raio de curva circular simples, o afastamento e a relação de variação da transição, no caso de se adotar concordância de curva circular simples com taper.

A Tabela 39 é uma adaptação da tabela da AASHTO, cujos valores deverão ser adotados para elaboração dos projetos mínimos. A Figura 87 ilustra a sua aplicação para conversões do veículo de projeto **CO** em ângulos de 90º e a Figura 88 apresenta um projeto com curvas circulares compostas para veículo de projeto **SR** e para ângulos de conversão de 120º e 60º. Recomenda-se que seja sempre usada a curva correspondente ao maior veículo que represente uma percentagem apreciável do tráfego que gira no local considerado.

Nem sempre é necessário dar superelevação à pista, mas eventual inclinação transversal para drenagem deve ser feita para o interior da curva.

Tabela 39 - Raios mínimos para bordos de pistas de conversão

Ângulo de conversão	Veículo de projeto	Curva circular simples raio (m)	Curva composta de três centros		Curva circular simples com taper		
			Raios (m)	Afastam. (m)	Raio (m)	Afasta-mento (m)	Taper (m)
30º	VP	18	-	-	-	-	-
	CO	30	-	-	-	-	-
	SR	60	-	-	-	-	-
45º	VP	15	-	-	-	-	-
	CO	23	-	-	-	-	-
	SR	53	60-30-60	1,0	36	0,6	15:1
60º	VP	12	-	-	-	-	-
	CO	18	-	-	-	-	-
	SR	45	60-23-60	1,7	29	1,0	15:1
75º	VP	11	30-8-30	0,6	8	0,6	10:1
	CO	17	36-14-36	0,6	14	0,6	10:1
	SR	-	45-15-45	2,0	20	1,0	15:1
90º	VP	9	30-6-30	0,8	6	0,8	10:1
	CO	15	36-12-36	0,6	12	0,6	10:1
	SR	-	55-18-55	2,0	18	1,2	15:1
105º	VP	-	30-6-30	0,8	6	0,8	8:1
	CO	-	30-11-30	1,0	11	1,0	10:1
	SR	-	55-14-55	2,5	17	1,2	15:1
120º	VP	-	30-6-30	0,6	6	0,6	10:1
	CO	-	30-9-30	1,0	9	1,0	10:1
	SR	-	55-12-55	2,6	14	1,2	15:1
135º	VP	-	30-6-30	0,5	6	0,5	10:1
	CO	-	30-9-30	1,2	9	1,2	10:1
	SR	-	48-11-48	2,7	12	2,0	15:1
150º	VP	-	23-6-23	0,6	6	0,6	10:1
	CO	-	30-9-30	1,2	9	1,2	8:1
	SR	-	48-11-48	2,1	11	2,1	6:1
180º	VP	-	15-5-15	0,2	5	0,2	20:1
	CO	-	30-9-30	0,5	9	0,5	10:1
	SR	-	40-8-40	3,0	8	3,0	5:1

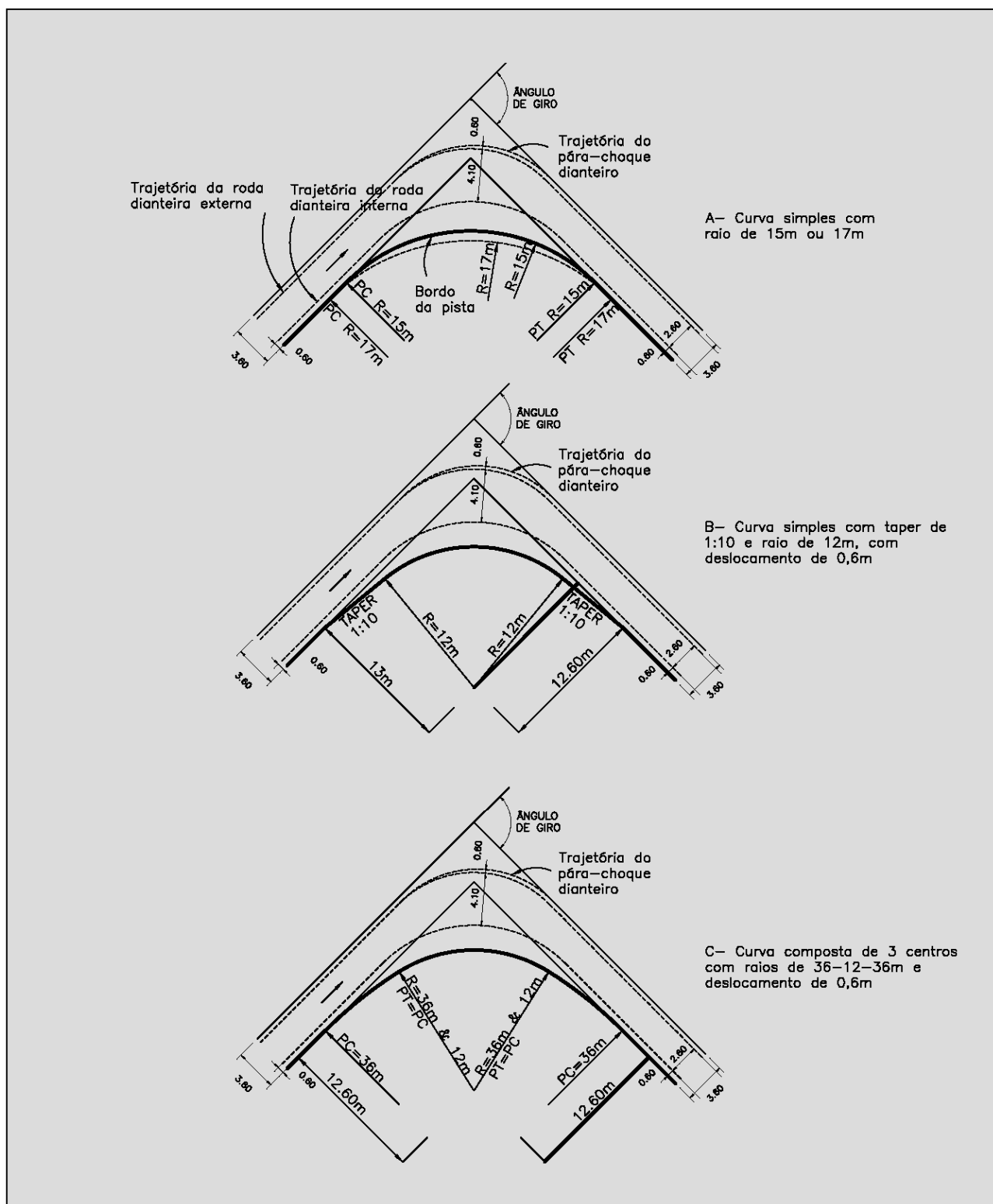



Figura 87 – Projeto mínimo para veículos do tipo CO (Conversão de 90º)

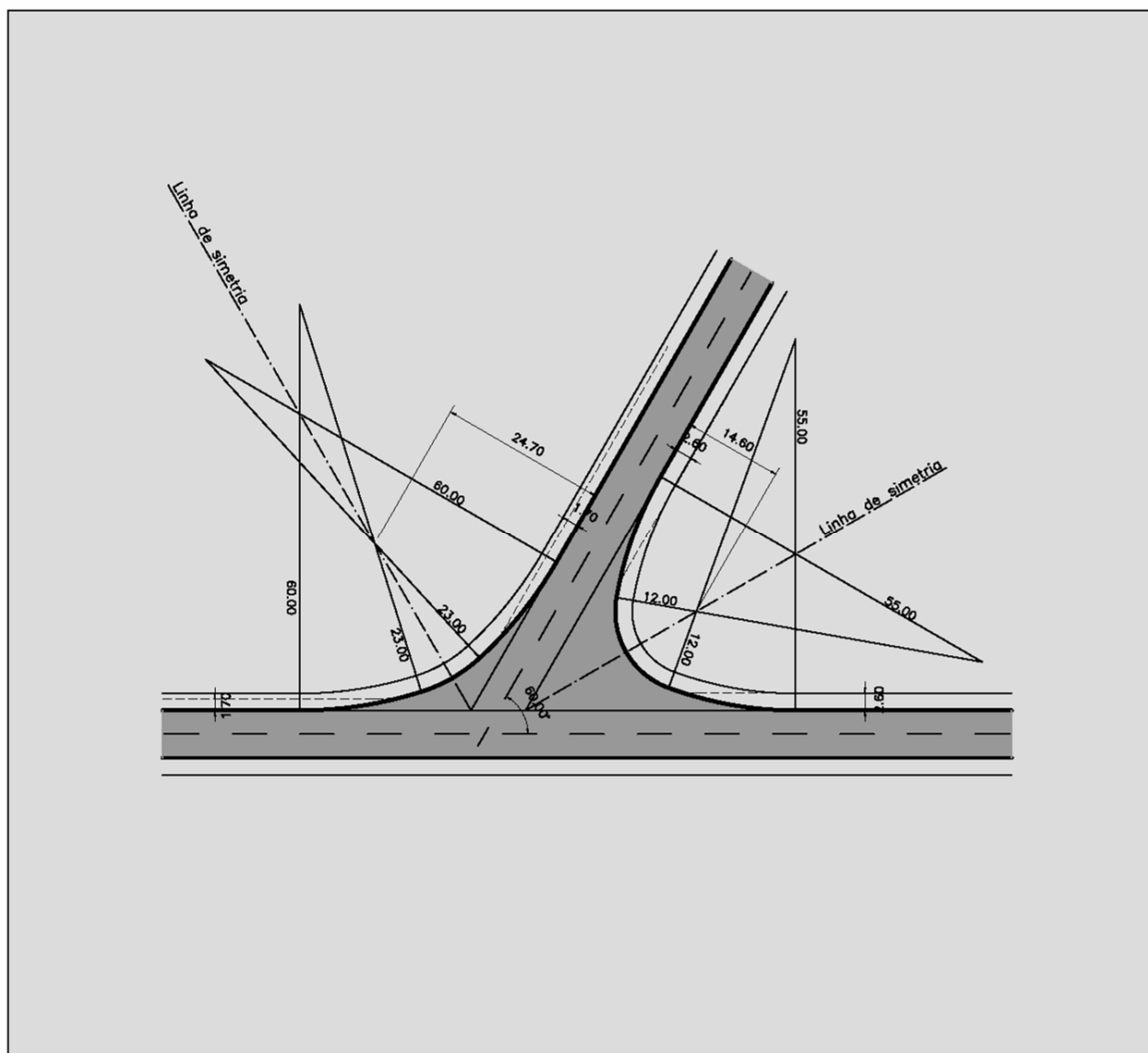



Figura 88 – Projeto de curvas de três centros para veículos do tipo SR

8.5.2.3 Condições mínimas de projeto para pistas de conversão

Para maior fluidez de tráfego geralmente é desejável utilizar velocidades superiores a 15 km/h, sendo necessário lançar mão de raios maiores. As áreas pavimentadas aumentam e podem tornar-se excessivas, desorientando o tráfego. Devem então ser projetadas ilhas triangulares canalizadoras ocupando os espaços ociosos e assegurando o movimento ordenado dos veículos.

Essas ilhas, projetadas com tamanho mínimo praticável, devem estar afastadas das faixas de tráfego direto de 0,60 m e, nas áreas rurais, preferivelmente, devem ser delineadas por pintura no pavimento. Quando delimitadas por meios-fios, estes devem ser transponíveis. Em áreas urbanas, para proteção dos pedestres, devem ser adotados meios-fios intransponíveis.

A Tabela 40 apresenta as condições mínimas recomendadas pela AASHTO para estas pistas, que permitem aos automóveis girarem a 25 km/h e aos caminhões a velocidades mais baixas sem, no entanto, invadirem as faixas adjacentes. O quadro fornece os raios das curvas compostas a empregar em função do ângulo e das condições do trânsito, bem como a largura da pista e o tamanho da ilha. Na prática não se usam ângulos menores que 75º para essas conversões. Para ângulos maiores que 150º, o projeto envolve raios relativamente grandes, não sendo incluídos nessas condições de giros mínimos; devem ser projetados para cada caso em particular.

Para fins de projeto, as condições de conversão são classificadas em três categorias:

Condição A – Permite a conversão de veículos **VP** com facilidade, e de veículos **CO** com restrições.

Condição B – Permite a conversão de veículos **CO** com facilidade, e de veículos **SR** com invasão das faixas adjacentes.

Condição C – Permite a conversão dos veículos **SR** sem invasão das faixas adjacentes.

Como orientação para o emprego dos valores da Tabela 40 sugere-se usar a *Condição C* quando isso não implicar em grande aumento de despesas ou quando for esperado grande movimento de veículos dos tipos indicados.

A Figura 89 ilustra a aplicação de algumas curvas recomendadas para conversão à 90º.

Tabela 40 - Condições mínimas de projeto para pistas de conversão

Ângulo de conver-são	Classifi-cação de projeto	Curva composta de três centros		Largura da pista (m)	Área aprox. da ilha (m^2)
		Raio (m)	Deslocam. (m)		
75º	A	45 - 23 - 45	1,0	4,2	5,5
	B	45 - 23 - 45	1,5	5,4	5,0
	C	55 - 28 - 55	1,0	6,0	5,0
90º	A	45 - 15 - 45	1,0	4,2	5,0
	B	45 - 15 - 45	1,5	5,4	7,5
	C	55 - 20 - 55	2,0	6,0	11,5
105º	A	36 - 12 - 36	0,6	4,5	6,5
	B	30 - 11 - 38	1,5	6,6	5,0
	C	55 - 14 - 55	2,4	9,0	5,5
120º	A	30 - 9 - 30	0,8	4,8	11,0
	B	30 - 9 - 30	1,5	7,2	8,5
	C	55 - 12 - 55	2,5	10,2	20,0
135º	A	30 - 9 - 30	0,8	4,8	43,0
	B	30 - 9 - 30	1,5	7,8	35,0
	C	48 - 11 - 48	2,7	10,5	60,0
150º	A	30 - 9 - 30	0,8	4,8	130,0
	B	30 - 9 - 30	2,0	9,0	110,0
	C	48 - 11 - 48	2,1	11,4	160,0

8.5.2.4 Raios mínimos para curvas em interseções

Os raios mínimos de curvatura que se devem empregar no bordo interno das pistas das interseções, para velocidades menores que 25 km/h, são os apresentados nas Tabelas 39 e 40. Quando se deseja porém, que os veículos possam girar a velocidades maiores, é preciso proporcionar curvas com raios maiores e superelevações adequadas.

As velocidades a adotar nos ramos de uma interseção dependem do tipo de projeto e dos volumes de tráfego de giro e de passagem. O ideal é obter velocidades nos ramos de entrada ou saída da rodovia próximas da sua velocidade média de operação. Projetos adotando essas velocidades afetam pouco o fluxo do tráfego e podem ser justificados para ramos de interseções de grande fluxo, envolvendo poucos conflitos com pedestres e/ou com outros veículos. Geralmente não se justificam essas condições ideais.

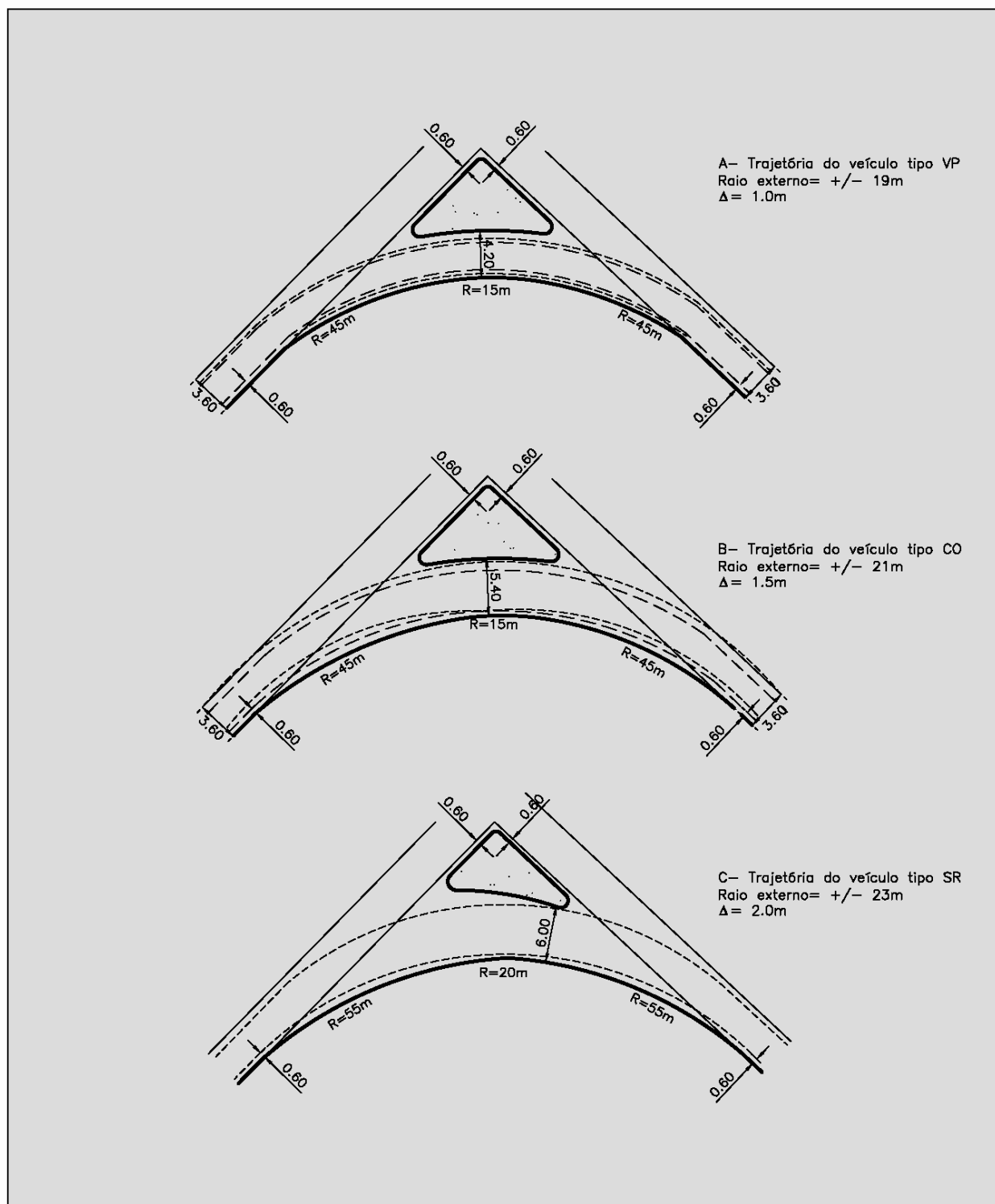



Figura 89 – Condições mínimas de projeto para pistas de conversão (Conversão à 90º)

Por outro lado, as curvas nas interseções não devem ser consideradas na mesma categoria das curvas nos trechos contínuos, uma vez que os vários tipos de advertência próprios do seu projeto fazem com que os motoristas antecipem condições menos favoráveis e aceitem maiores restrições. Normalmente operam com maior velocidade em curvas de interseções do que em curvas de mesmo raio nos trechos contínuos. Em tais situações esperam fortes curvaturas e toleram maior força centrífuga e coeficientes de atrito transversal mais elevados.

Diversos estudos foram levados a efeito para determinar a relação entre os coeficientes de atrito transversal e as velocidades nas curvas de interseções. Os resultados destes estudos, baseados em dados coletados em numerosas curvas horizontais, são sintetizados no gráfico da Figura 90. Adotou-se para representar a velocidade de projeto aquela abaixo da qual 95% dos veículos trafegavam. São indicados os coeficientes de atrito transversais correspondentes, levando em conta as superelevações existentes. A linha da parte superior do gráfico indica os coeficientes de atrito a serem adotados para o projeto de curvas em rodovias rurais e rodovias urbanas de alta velocidade. Para velocidades baixas adotou-se um coeficiente de atrito transversal máximo de 0,50. A curva desenhada com base nas observações feitas fornece os valores de coeficientes de atrito recomendados para o projeto de curvas de interseções.

Com a relação estabelecida entre o coeficiente de atrito transversal e a velocidade, fixando-se a superelevação da curva, determina-se o raio mínimo a ser empregado com a fórmula deduzida no item 4.3.1. Evidentemente, diferentes valores de superelevação resultam em diferentes raios para cada par velocidade de projeto/coeficiente de atrito. Para o projeto das curvas das interseções é conveniente estabelecer um único raio mínimo para cada velocidade. Isto se consegue fixando uma taxa mínima de superelevação (valor conservador) para cada raio. Se for adotada taxa maior o usuário será beneficiado pela redução de atrito transversal, podendo trafegar com maior velocidade e conforto.

Assumindo as condições extremas e considerando os comprimentos disponíveis para o desenvolvimento da superelevação, a taxa mínima variará de 0% a 25 km/h até 9% a 70 km/h. Com base nessas taxas e nos coeficientes de atrito da curva do gráfico apresentado foi preparado a Tabela 41, que fornece para as interseções os raios mínimos para as velocidades de projeto das curvas, com as superelevações correspondentes.

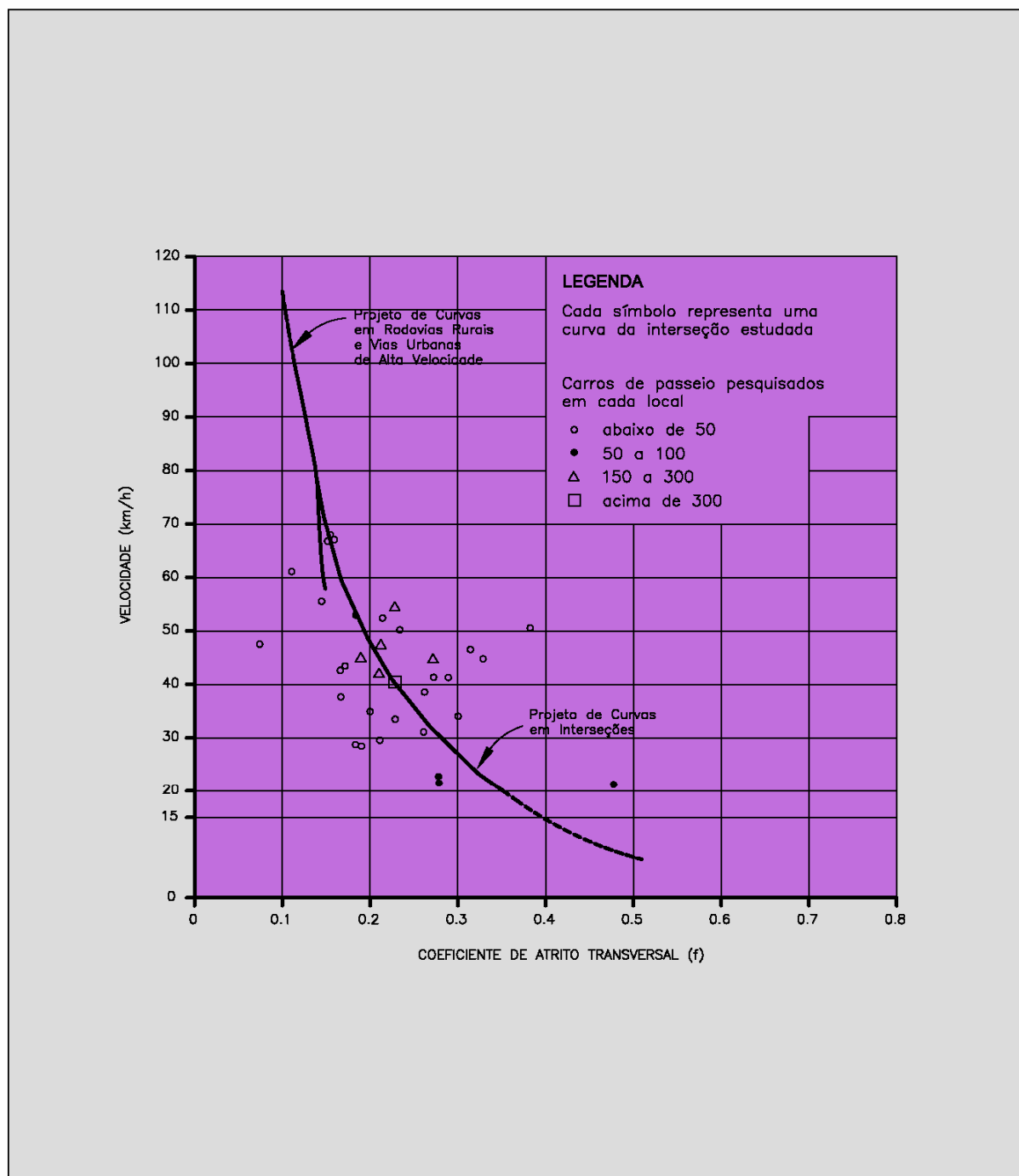



Figura 90 – Relação entre a velocidade e o coeficiente de atrito nas curvas das interseções

Tabela 41 - Raios mínimos para curvas em interseções

Velocidade de projeto (km/h)	**25**	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**
Coeficiente de atrito transversal – *f*	0,32	0,28	0,23	0,19	0,17	0,15
Superelevação (%)	0	2	4	6	8	9
Raio mínimo calculado (m)	15	24	47	79	113	161
Raio mínimo arredondado (m)	15	25	50	80	115	160

Obs:
i) Os raios acima são adotados de preferência no bordo interno da pista.
ii) Para velocidades superiores a 70 km/h devem ser usados os valores correspondentes às vias em geral.
iii) Para fluxo contínuo os raios de curva deverão ser maiores que 30 m.

A Figura 91 apresenta no canto superior esquerdo uma linha cheia grossa com os valores mínimos da Tabela 41. A linha cheia no canto superior direito mostra a relação entre as velocidades de projeto e os raios mínimos para os trechos contínuos da rodovia, com base na variação da velocidade com a superelevação. A ligação das duas curvas mostra que entre 60 km/h e 80 km/h seus valores são suficientemente próximos de modo a permitir que acima de 70 km/h se adote para as curvas das interseções os valores correspondentes aos trechos contínuos.

Além das velocidades de projeto as velocidades médias (linha pontilhada) também são levadas em conta na definição de certos elementos do projeto. Os raios mínimos indicados devem corresponder preferivelmente ao bordo interno da curva. Recomenda-se, em princípio, que se use o máximo de superelevação possível, respeitando o limite recomendado.

Nos ramos em que todo o tráfego tem que parar, pode-se usar valores menores de superelevação. A ocorrência de grandes veículos de carga também torna conveniente a redução da superelevação abaixo dos valores recomendados, dada a dificuldade que têm esses veículos em trafegar nas velocidades correspondentes a esses valores. Isto é de maior importância nos casos em que há mudança de sentido da superelevação. Deve-se procurar usar raios maiores nesses casos.

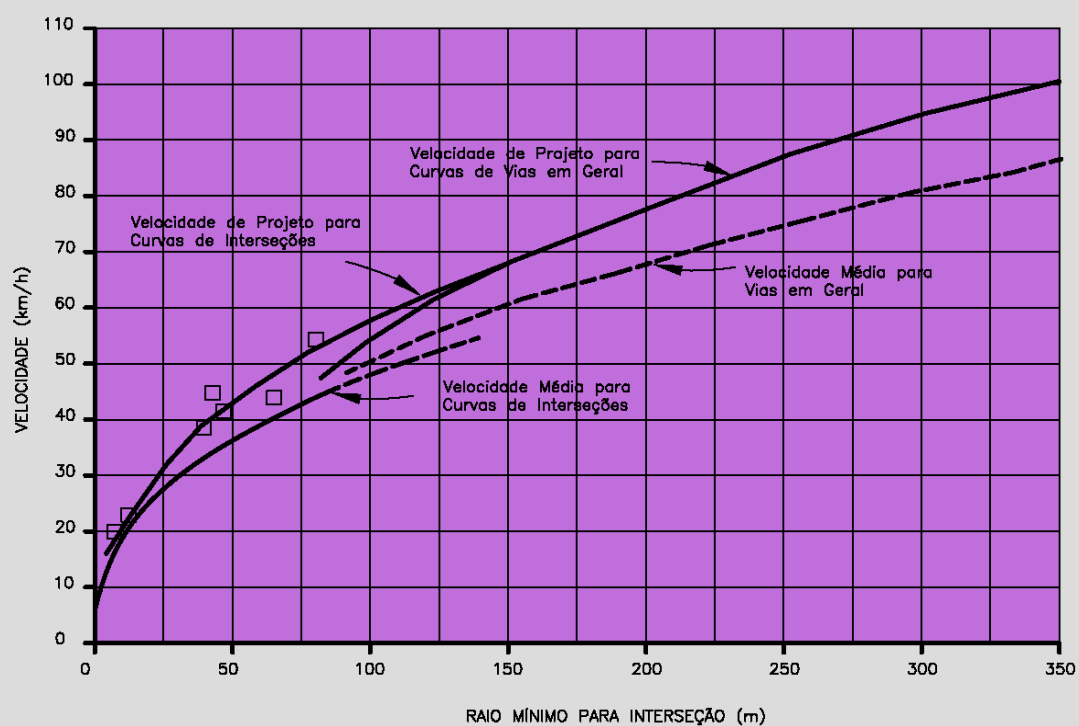



Figura 91 – Raios mínimos para curvas em interseções

8.5.2.5 Comprimentos mínimos de curvas espirais e curvas compostas

Curvas espirais

Curvas em interseções deverão ter transições adequadas, como nas vias principais. Entretanto, como já mencionado, os motoristas aceitarão melhor critérios inferiores de projeto nas interseções do que nas rodovias, e consequentemente uma mudança de direção mais rápida tornar-se-á possível na interseção. Na Tabela 42 são fornecidos os comprimentos mínimos de espirais, para as diferentes velocidades nas curvas desses trechos. Esses valores foram calculados pela AASHTO adotando taxas de aceleração centrípeta maiores do que para as rodovias em geral, variando de 0,75 m/s^3 para velocidade de giro de 80 km/h até 1,2 m/s^3 para 30 km/h.

Tabela 42 - Comprimento mínimo das espirais nas curvas de conversão

Velocidade de projeto da curva de conversão (km/h)	30	40	50	60	70
Raio mínimo (m)	25	50	80	115	160
Comprimento mínimo da espiral (m)	20	25	35	45	60

Curvas compostas

Curvas compostas são vantajosas por se ajustarem com facilidade às trajetórias dos veículos de projeto nas curvas das interseções. A relação entre os raios das curvas (raio da curva externa/raio da curva central) preferivelmente deverá ser inferior a 1,75, mas nunca deverá ultrapassar 2, para se conseguir um projeto sem variações bruscas de direção. Se for necessário adotar relação maior, deve-se inserir uma espiral ou outra curva circular de raio intermediário como transição entre as duas curvas.

Os arcos circulares das curvas compostas devem ser suficientemente extensos para que os motoristas possam efetuar as mudanças de velocidade necessárias. O comprimentos mínimos recomendados para os arcos são fornecidos na Tabela 42. Os valores apresentados foram calculados com base nas taxas de desaceleração apropriadas para interseções, quais sejam: desaceleração máxima de de 5 km/h/s e mínima desejável de 3 km/h/s.

Tabela 43 - Comprimentos mínimos dos arcos circulares para curvas compostas, quando o primeiro raio é o dobro do segundo

Raio da Curva Central (m)		30	50	60	75	100	125	>150
Comprimento do primeiro arco (m)	Mínimo	12	15	20	25	30	35	45
	Desejável	20	20	30	35	45	55	60

Convém ressaltar que os valores mínimos recomendados para curvas compostas são determinados a partir da premissa que o deslocamento do veículo se dá no sentido da curva central. Nas condições de aceleração a relação entre os raios de 2:1 não é considerada crítica e pode ser excedida. As normas alemãs, por exemplo, estabelecem para curvas em interseções do tipo gota, a relação R1: R2: R3 = 2: 1: 3.

8.5.2.6 Curvas nos terminais dos ramos de conversão

Os terminais dos ramos são da maior relevância no projeto das interseções. Os alinhamentos dos bordos deverão ser projetados de maneira a permitir que os veículos entrem e saiam do tráfego direto sem manobras bruscas, nem causar interferências.

Obtém-se operação suave e segura quando se usam espirais de transição ou curvas compostas, dimensionadas de modo a:

- evitar desaceleração súbita na passagem da via direta para a curva;
- permitir desenvolvimento suave da superelevação;
- proporcionar aos veículos uma trajetória natural.

A Figura 92 apresenta vários tipos de transição para saída de uma rodovia com velocidade de 30 km/h. À medida que o deslocamento da curva central (distância entre o bordo da rodovia principal e a tangente à curva central paralela ao bordo) aumenta, o comprimento da transição também aumenta, obtendo-se giros mais suaves e adequados. A inserção de uma transição em espiral entre o bordo da via principal e a curva circular (Figura 92B), de acordo com os valores da Tabela 42 - *Comprimento Mínimo das Espirais nas Curvas de Conversão*, fornece uma solução bem superior à que se consegue utilizando somente a curva circular (Figura 92A). A utilização do dobro do valor mínimo (Figura 92C) é ainda mais vantajosa, criando uma área pavimentada bem maior para desenvolvimento da superelevação. A substituição da curva de transição por um arco circular

com o dobro do raio de concordância (Figura 92D) também pode ser uma solução, mas geralmente não tão satisfatória.

Uma outra boa solução se consegue com uma curva composta de três centros (Figura 92E). Os comprimentos das três curvas devem obedecer as recomendações da Tabela 43. Para o caso de canalização dos giros à direita com volumes elevados ou com veículos de carga de grandes dimensões, as melhores soluções são dadas na Figuras 92E e F. Quando estes projetos não forem factíveis, configurações semelhantes às mostradas nas Figuras 92C e 92D podem ser adotadas. O projeto com curva circular simples (Figura 92A) geralmente deve ser evitado.

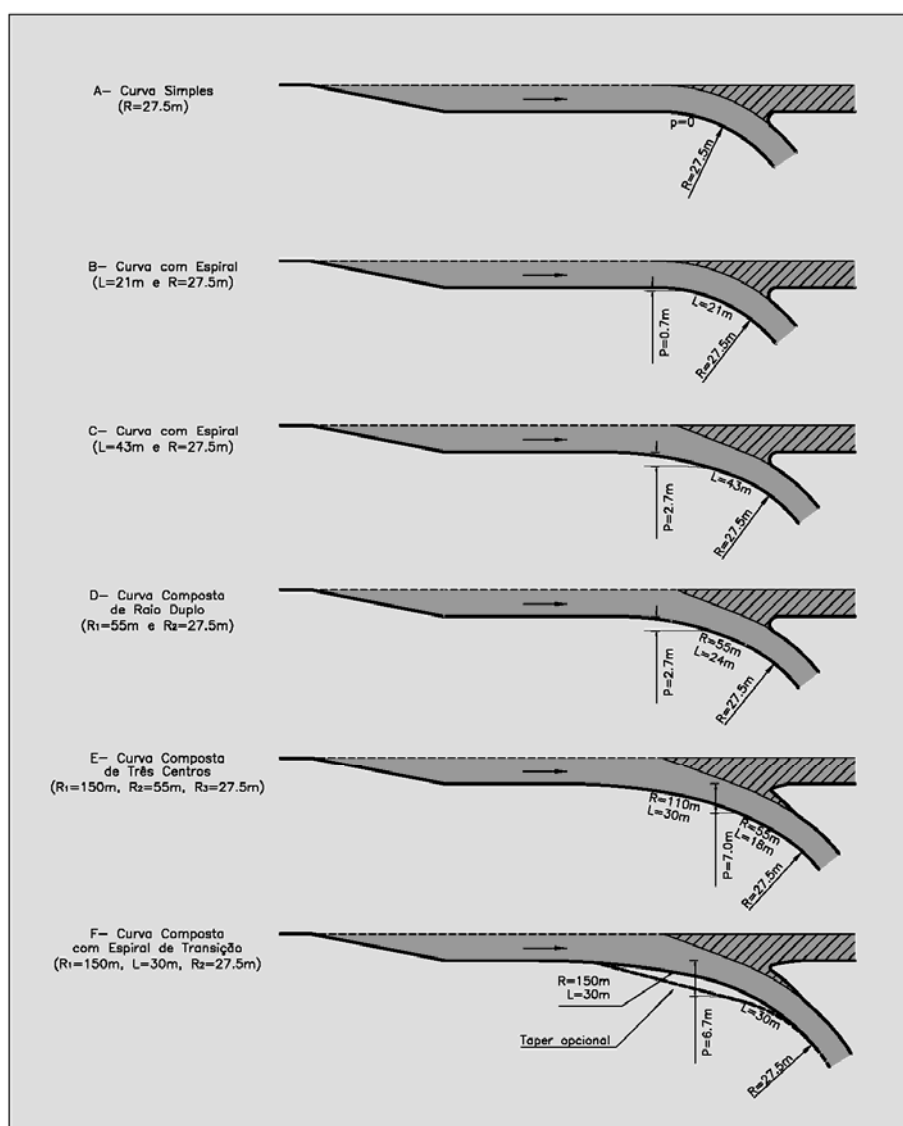



Figura 92 – Emprego de curvas simples, compostas e de transição nas pistas de conversão

8.5.3 Larguras dos Ramos e Espaço Livre Lateral

8.5.3.1 Larguras dos ramos

A largura de um ramo de uma interseção compreenderá a largura da pista de rolamento e acostamentos e/ou faixas de segurança. Ramos de uma faixa deverão obrigatoriamente permitir a ultrapassagem de um veículo imobilizado, exceto no caso de ramos de pequena extensão, como por exemplo, agulhas.

Os ramos das interseções poderão ser providos de acostamentos ou não, mas os obstáculos deverão ficar afastados das pistas de rolamento. Faces de pilares deverão manter num afastamento mínimo desejável de 1,50 metros do bordo. Tratando-se de muros de arrimo ou cortes íngremes, estes deverão distar pelo menos 0,80 metros em tangente. Havendo acostamentos, prevalecem os parâmetros estabelecidos para rodovias.

Ramos antecedendo locais de parada obrigatória, embora com largura suficiente, não devem ter acostamentos, pois estes, com grande probabilidade, serão usados para estacionamento ou como faixa de espera para conversões. Essa utilização, diferente da originalmente prevista, cria problemas de operação e de segurança na interseção.

A largura de um ramo depende do tipo de operação, curvatura, volume e natureza do tráfego de conversão. Os tipos de operação nas pistas de conversão podem ser classificados em:

Caso I – Operação em uma única faixa e um sentido, não sendo previstas ultrapassagens; adotado para movimentos de conversão secundários e baixos volumes de trânsito, onde a pista de conversão é relativamente curta.

Caso II – Operação em uma única faixa e um sentido, sendo prevista possibilidade de ultrapassagem dos veículos parados; aplicável para todos os movimentos de conversão com intensidade de trânsito de moderado a pesado que não exceda, entretanto, a capacidade de operação de uma ligação de faixa única.

Caso III – Operação em faixa dupla, com mão única ou dupla; aplicável onde a operação é feita em um ou nos dois sentidos para trânsito muito intenso.

As condições do tráfego podem ser classificadas como:

Condição de Tráfego A – Predominam veículos **VP**, mas é dada alguma consideração para veículos do tipo **CO**.

Condição de Tráfego B – Número suficiente de veículos **CO** para impor as condições do projeto, com alguma consideração para veículos **SR**; volumes moderados de caminhões, perfazendo 5 a 12% do tráfego total.

Condição de Tráfego C – Número suficiente de veículos **O** para impor as condições do projeto, ou intensidade elevada de caminhões incluindo alguns semi-reboques.

As larguras das pistas de rolamento para cada tipo de operação em combinação com cada condição de tráfego são apresentadas na Tabela 45. A parte inferior da tabela indica as alterações que normalmente devem ser feitas nessas larguras para levar em conta a natureza das margens. As larguras de eventuais faixas de segurança deverão ser sempre incluídas nas larguras das faixas de rolamento.

A Tabela 44 esclarece as hipóteses de tráfego contidas na Tabela 45. Para o Caso II, convém observar que o segundo veículo indicado é suposto parado.

Tabela 44 - Condições de tráfego para determinação de largura de pista

Caso	Condição A	Condição B	Condição C
Caso I	P	CO	SR
Caso II	P – P	P – CO	CO – CO
Caso III	P – CO	CO – CO	SR – SR

.Em geral, a largura da pista para as curvas de conversão deverá obedecer ao estipulado na Tabela 45. Entretanto, nas curvas de raio muito pequeno as larguras deverão ser determinadas por tentativas, através da utilização do gabarito do veículo de projeto. Nesse processo, o gabarito de giro do veículo de projeto é posicionado numa planta base da interseção, com o auxílio de uma transparência. As ilhas e/ou bordos do pavimento são desenhados de modo que se ajustem às trajetórias de giro do veículo considerado (Figuras 93 e 94).

Quando esse método for usado, o primeiro passo será determinar um raio para o bordo externo 0,60 m maior que o raio de giro do gabarito apropriado. O bordo interno da pista poderá então ser determinado usando-se uma curva circular simples ou uma combinação de curvas de três centros. A largura total do pavimento deverá ser cerca de 1,20 m maior que a largura determinada pelo gabarito.

Tabela 45 - Largura das pistas de conversão (m)

<table>
<tr><th rowspan="2">Raio do bordo interno da pista (m)</th><th colspan="3">Caso I
Uma faixa de trânsito sem previsão de passagem à frente</th><th colspan="3">Caso II
Uma faixa de trânsito com previsão para passagem de um veículo parado</th><th colspan="3">Caso III
Duas faixas de trânsito, com um ou dois sentidos</th></tr>
<tr><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th></tr>
<tr><td>15</td><td>5,4</td><td>5,5</td><td>7,0</td><td>6,0</td><td>7,8</td><td>9,2</td><td>9,4</td><td>11,0</td><td>13,6</td></tr>
<tr><td>25</td><td>4,8</td><td>5,0</td><td>5,8</td><td>5,6</td><td>6,9</td><td>7,9</td><td>8,6</td><td>9,7</td><td>11,1</td></tr>
<tr><td>30</td><td>4,5</td><td>4,9</td><td>5,5</td><td>5,5</td><td>6,7</td><td>7,6</td><td>8,4</td><td>9,4</td><td>10,6</td></tr>
<tr><td>50</td><td>4,2</td><td>4,6</td><td>5,0</td><td>5,3</td><td>6,3</td><td>7,0</td><td>7,9</td><td>8,8</td><td>9,5</td></tr>
<tr><td>75</td><td>3,9</td><td>4,5</td><td>4,8</td><td>5,2</td><td>6,1</td><td>6,7</td><td>7,7</td><td>8,5</td><td>8,9</td></tr>
<tr><td>100</td><td>3,9</td><td>4,5</td><td>4,8</td><td>5,2</td><td>5,9</td><td>6,5</td><td>7,6</td><td>8,3</td><td>8,7</td></tr>
<tr><td>125</td><td>3,9</td><td>4,5</td><td>4,8</td><td>5,1</td><td>5,9</td><td>6,4</td><td>7,6</td><td>8,2</td><td>8,5</td></tr>
<tr><td>150</td><td>3,6</td><td>4,5</td><td>4,5</td><td>5,1</td><td>5,8</td><td>6,4</td><td>7,5</td><td>8,2</td><td>8,4</td></tr>
<tr><td>Tangente</td><td>3,6</td><td>4,2</td><td>4,2</td><td>5,0</td><td>5,5</td><td>6,1</td><td>7,2</td><td>7,9</td><td>7,9</td></tr>
<tr><td colspan="10">Modificação da largura em face das condições dos bordos do pavimento</td></tr>
<tr><td>Acostamento
Não estabilizado</td><td colspan="3">-</td><td colspan="3">-</td><td colspan="3">-</td></tr>
<tr><td>Meio-fio transponível</td><td colspan="3">-</td><td colspan="3">-</td><td colspan="3">-</td></tr>
<tr><td>Meio-fio intransponível:
Um lado.
Dois lados.</td><td colspan="3">+ 0,30 m
+ 0,60 m</td><td colspan="3">-
+ 0,30 m</td><td colspan="3">+ 0,30 m
+ 0,60 m</td></tr>
<tr><td>Barreira rígida:
Um lado
Dois lados</td><td colspan="3">+ 0,60 m
+1,20 m</td><td colspan="3">+ 0,30 m
+ 0,60 m</td><td colspan="3">+ 0,60 m
+ 1,20 m</td></tr>
<tr><td>Acostamento estabilizado de um ou dois lados.</td><td colspan="3">Largura da faixa para as condições B e C pode ser reduzida em tangente para 3,60 m se o acostamento for igual ou superior a 1,20 m</td><td colspan="3">Subtraia a largura do acostamento. A largura não deve ser menor que a correspondente ao Caso 1.</td><td colspan="3">Subtraia 0,60 m se a largura do acostamento for igual ou superior a 1,20 m.</td></tr>
<tr><td colspan="10">A = Predominam veículos VP, mas é dada alguma consideração para veículos CO.
B = Número suficiente de veículos CO para governar o projeto, mas é dada alguma consideração para veículos SR.
C = Número suficiente de veículos O e SR para governar o projeto.</td></tr>
</table>

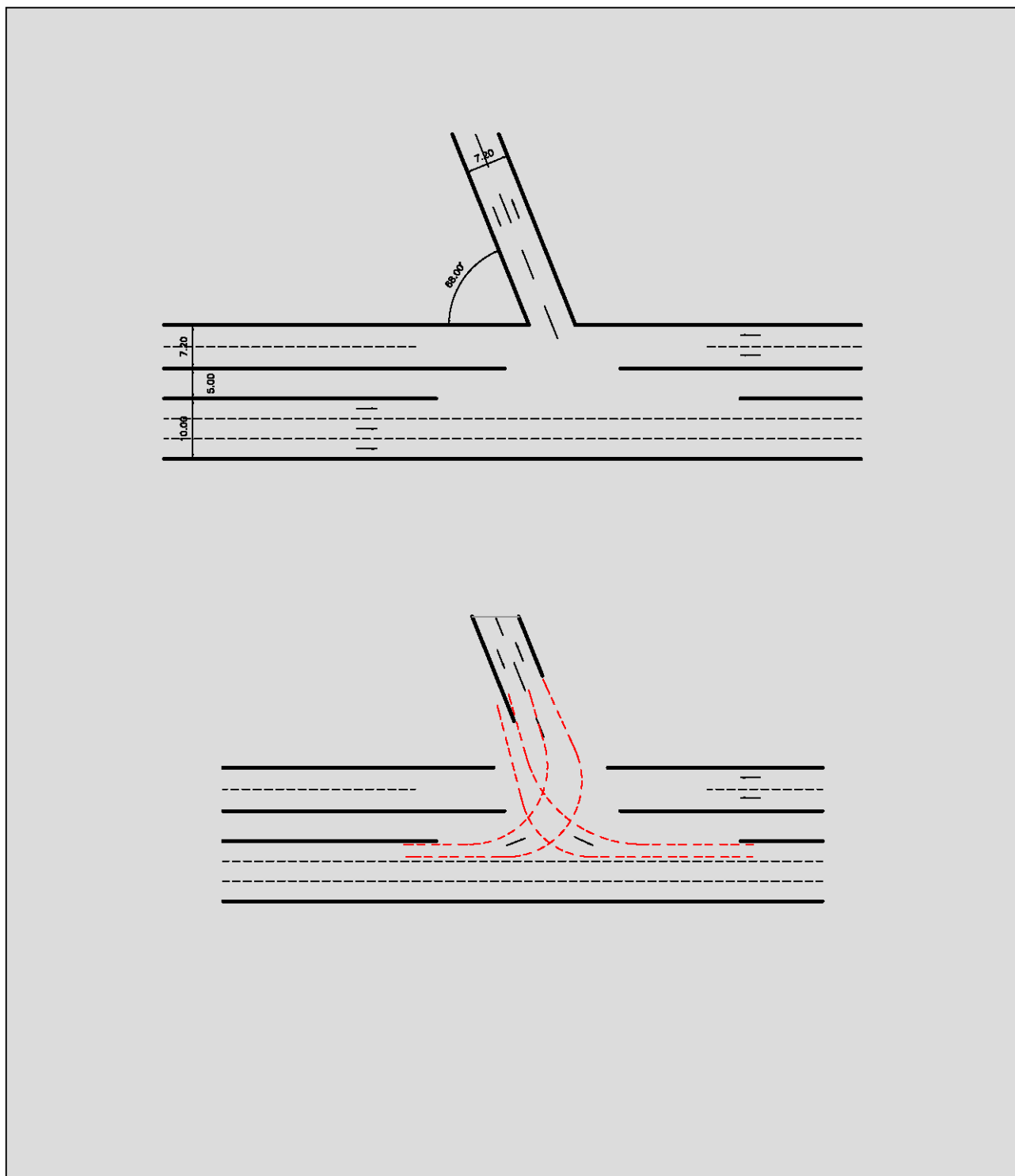



Figura 93 – Transferência das trajetórias de giro do gabarito do veículo de projeto para a planta

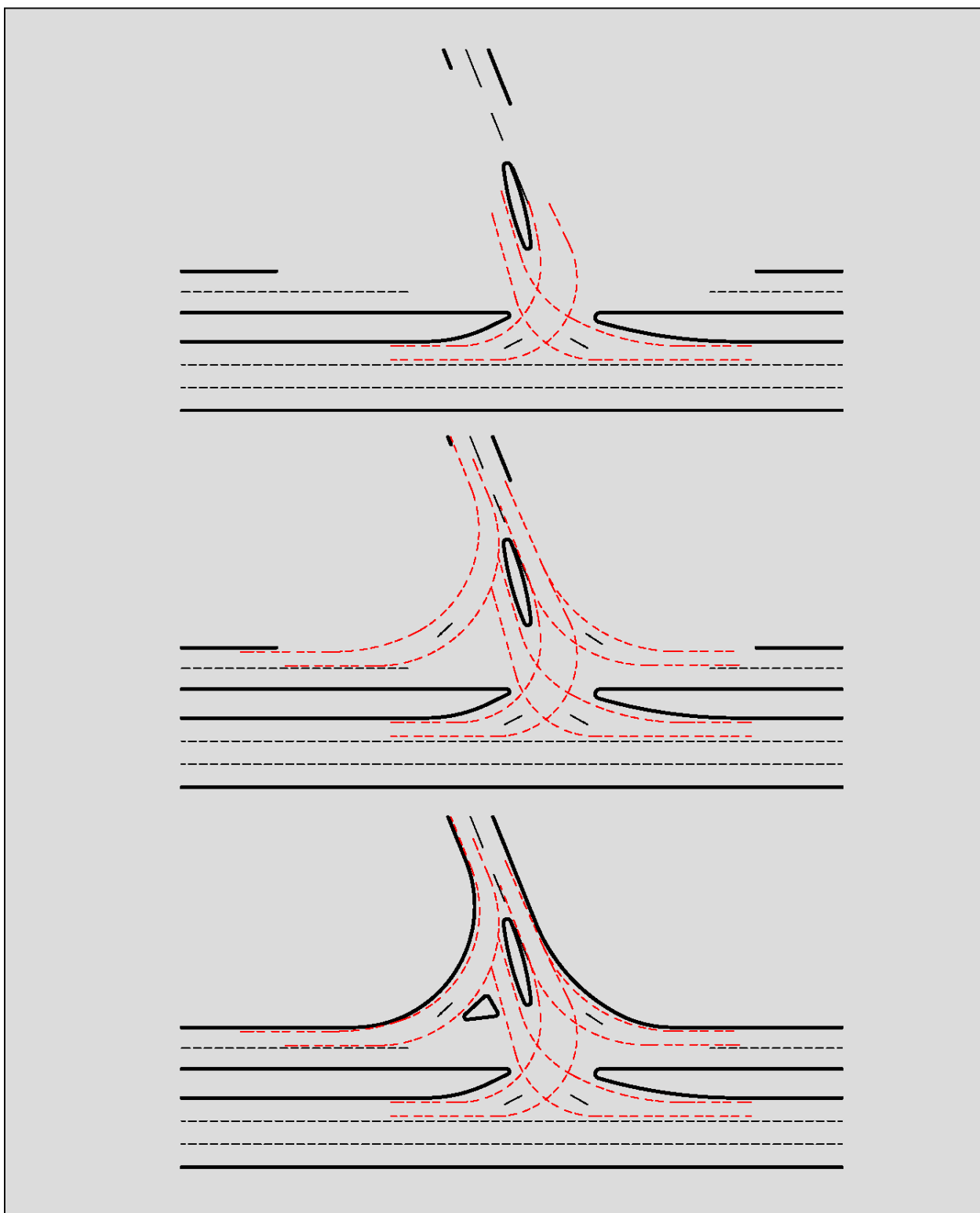



Figura 94 – Desenvolvimento da canalização para ajustes às trajetórias de giro

8.5.3.2 Espaço livre lateral

Além da pista pavimentada, a seção transversal dos ramos deve prever a construção de acostamentos ou faixas de segurança, ou a manutenção de espaços livres laterais. Nas interseções em áreas rurais normalmente são previstos acostamentos à direita, com as mesmas características dos trechos contínuos, embora com menor largura. Os veículos pesados têm tendência a utilizá-los como parte integrante da pista de giro. Nos trechos de alta velocidade deve-se evitar o uso de meios-fios, embora sejam aconselháveis nas áreas urbanas, por ajudarem a evitar depressões e desgastes nos bordos da via.

As dimensões mínimas exigidas constam na Tabela 46. Onde houver barreira rígida lateral a largura indicada deve ser acrescida de 0,60 m para compensar o atrito lateral que causa. Quando os volumes de tráfego não forem baixos, os acostamentos à direita deverão ser pavimentados ou estabilizados em uma largura pelo menos de 1,20 m. Todos os valores constantes deste quadro devem ser aumentados quando houver necessidade de atender à distância de visibilidade.

Tabela 46 - Largura do acostamento ou espaço lateral equivalente

Condição do ramo	Projeto	Largura do acostamento ou espaço livre equivalente (m)	
		À esquerda	À direita
Trechos curtos, geralmente dentro de interseção canalizada	Mínimo	0,60	0,60
	Desejável	1,20	1,20
Trechos médios a longos, em corte ou em aterro	Mínimo	1,20	1,80
	Desejável	3,00	3,60

8.5.4 Faixas de Mudança de Velocidade

8.5.4.1 Considerações gerais

Para sair de uma rodovia os motoristas têm que reduzir suas velocidades antes da saída. Para entrar na rodovia têm que acelerar até atingir a velocidade desejada na mesma. Se essas mudanças de velocidade forem executadas dentro das próprias faixas de tráfego da rodovia, e a intensidade e velocidade do tráfego forem elevadas, surgem perturbações no fluxo que reduzem a capacidade e podem chegar a ser perigosas. Para minimizar essas interferências e reduzir o potencial de acidentes, são introduzidas faixas especiais para essas manobras, denominadas faixas de mudança de velocidade.

As faixas de mudança de velocidade são faixas auxiliares que têm por objetivo proporcionar espaço adequado para que os condutores dos veículos possam realizar manobras de aceleração ou desaceleração, sem provocar conflitos ou interferências com o fluxo do tráfego direto. Estas faixas devem ter largura e comprimento suficientes para a execução das variações de velocidade e são especialmente importantes nas interseções de vias de alta velocidade e elevados volumes de trânsito.

A necessidade ou não da inclusão destas faixas em uma interseção depende de muitos fatores, tais como: velocidades, volumes de tráfego, percentagem de veículos pesados, capacidade, tipo de rodovia, etc. Observações e estudos permitiram chegar às seguintes conclusões:

- Faixas de mudança de velocidade são necessárias nas interseções de rodovias com velocidades e volumes de tráfego elevados.
- Os motoristas não usam as faixas de mudança de velocidade da mesma maneira. Alguns utilizam apenas pequenos trechos. Sua adoção, entretanto, é suficiente para melhorar a operação da rodovia.
- O uso das faixas de mudança de velocidade cresce com o volume de tráfego. Para volumes elevados a maioria dos motoristas as utilizam.
- A adoção de uma longa faixa de largura variável (taper) como faixa de mudança de velocidade é uma boa solução para a maioria dos motoristas e evita o aparecimento de uma trajetória reversa.

As faixas de desaceleração são sempre vantajosas, principalmente em rodovias de velocidades elevadas. Os veículos que deixam a rodovia têm que reduzir as suas velocidades e, se não dispuserem de faixa de desaceleração, ficam sujeitos a colisões traseiras devido a falhas de freios

ou falta de atenção por parte de alguns motoristas. As faixas de aceleração são vantajosas no caso de não haver parada obrigatória, ou nas vias de volumes de tráfego elevados, quando os intervalos entre veículos nos períodos de pico são curtos e de baixa freqüência.

Basicamente, as faixas de mudança de velocidade podem ser adotadas nos seguintes casos (Figura 95):

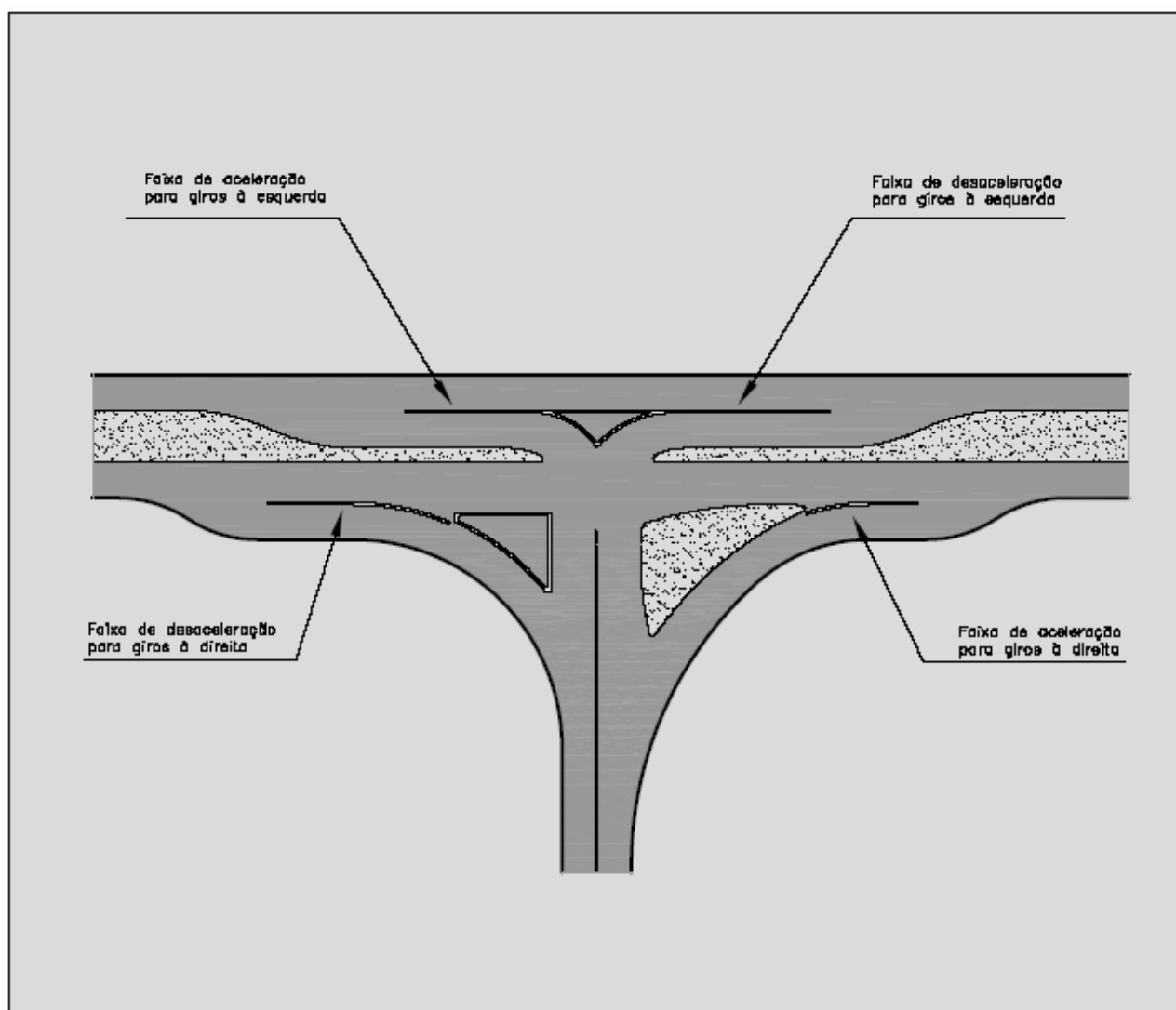



Figura 95 – Faixas de mudanças de velocidade

a) Faixas de desaceleração e aceleração para giros à direita

As faixas de mudança de velocidade são empregadas principalmente nas operações de giro à direita e têm os seguintes objetivos:

Faixa de desaceleração: faixa destinada à redução de velocidade, cujo objetivo é permitir a um veículo que sai da via principal a diminuição de sua velocidade para uma velocidade segura compatível com as características do ramo ou da via de conexão que se segue, sem interferir com o veículo que vem imediatamente atrás.

Faixa de aceleração: faixa destinada ao aumento da velocidade, cujos objetivos são:

- permitir que um veículo, ao entrar em uma via principal, aumente sua velocidade até um valor tal que possa penetrar na corrente de tráfego direto com segurança e um mínimo de interferência com os demais veículos.
- proporcionar aos veículos em tráfego na via principal tempo e distância suficientes para proceder aos reajustes operacionais necessários para permitir a entrada dos novos veículos.

b) Faixas de desaceleração para giros à esquerda

Algumas vezes as faixas de desaceleração podem servir também como complemento para as faixas de armazenagem de veículos que esperam efetuar um determinado movimento de giro à esquerda. Estas faixas são especialmente vantajosas, pois aumentam a capacidade e a segurança do tráfego. Em caso de rodovia com duas pistas e canteiro central, a faixa de desaceleração mais a de espera podem ser construídas dentro da área do canteiro, mantendo livres as faixas de tráfego da rodovia. O dimensionamento dessa faixa é semelhante ao de outras faixas de desaceleração, mas seu projeto inclui alguns aspectos próprios, que são discutidos mais adiante no item **8.5.5 - Faixas de Giro à Esquerda**.

c) Faixas de aceleração para giros à esquerda

Faixas de aceleração nem sempre são necessárias em interseções com parada obrigatória, uma vez que os motoristas podem esperar a oportunidade de se inserir na corrente de tráfego. Entretanto, devem ser previstas nas interseções totalmente canalizadas com elevado movimento de tráfego no giro à esquerda, a partir da via secundária.

Se a rodovia é de pista dupla com canteiro central, o canteiro deve ter largura suficiente para proteção do veículo que gira à esquerda. Neste caso, o veículo tem que aguardar um intervalo disponível para atravessar a corrente de tráfego fronteira, e após efetuar o giro, aumentar sua velocidade até um valor tal que possa se incorporar ao tráfego da rodovia com velocidade próxima de sua velocidade diretriz.

8.5.4.2 Tipos básicos de faixas de mudança de velocidade

As faixas de mudança de velocidade podem ser de dois tipos: *taper* e *paralelo* como indicado na Figura 96. O *tipo taper* pressupõe passagem direta do veículo de uma para outra faixa segundo um ângulo muito pequeno, enquanto que o *tipo paralelo* pressupõe a existência de um trecho de faixa auxiliar de largura constante. Ambos os tipos são satisfatórios, quando adequadamente projetados.

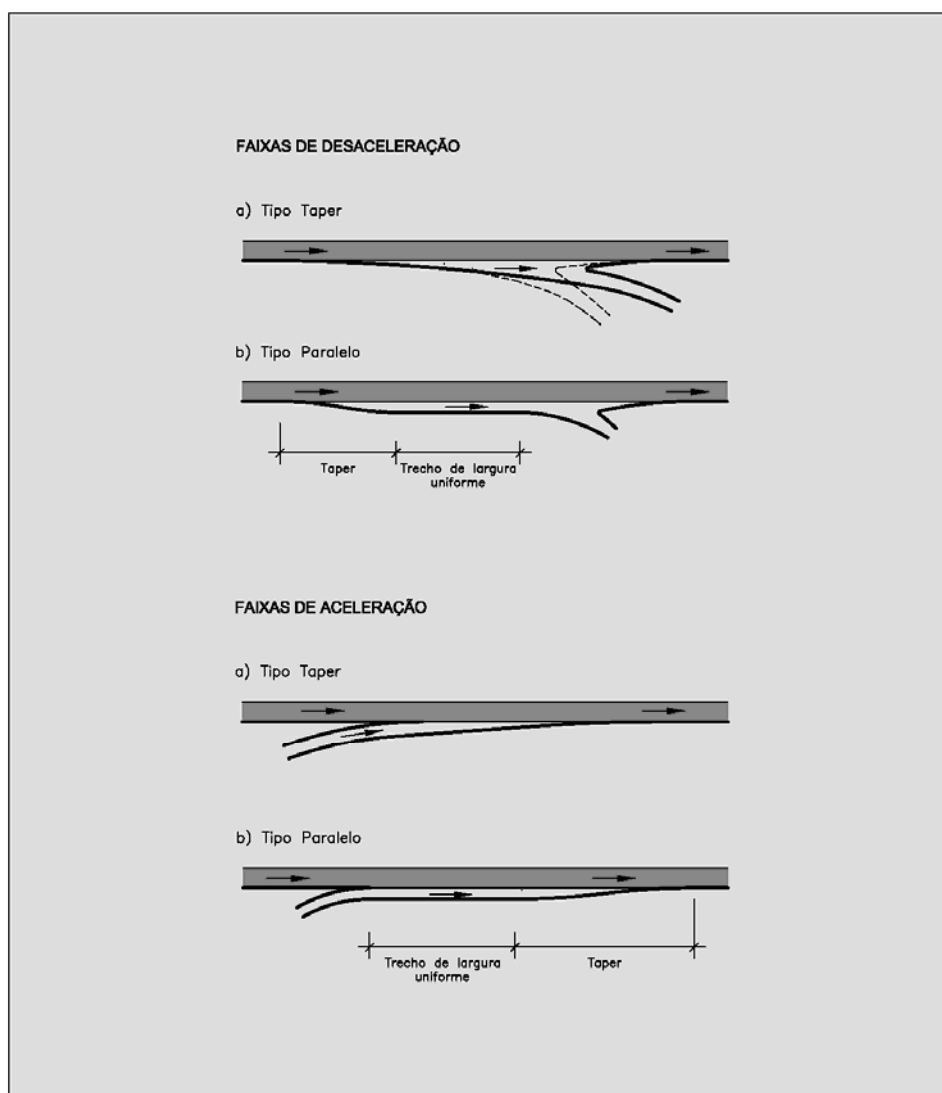



Figura 96 – Tipos de faixa de mudança de velocidade

Quando os volumes de tráfego são relativamente baixos, os veículos costumam entrar diretamente na rodovia seguindo uma trajetória que se acomoda bem no *tipo taper*. Para volumes elevados, no entanto, cabe fazer as seguintes observações:

- Um veículo, ao sair da rodovia principal, deve começar a reduzir sua velocidade ao iniciar o *taper* da faixa de desaceleração. É desejável que a maior parte da redução de velocidade seja feita fora da faixa de tráfego direto da rodovia principal.
- Um veículo que vem do ramo da interseção pode não encontrar oportunidade imediata de se inserir na rodovia principal. Deve-se dispor de uma faixa adjacente à rodovia com comprimento suficiente para que o veículo possa, ao mesmo tempo que ganha velocidade, aguardar a oportunidade de mudar de faixa.

Recomenda-se para as rodovias até Classe I, que se adote, em princípio, o *tipo paralelo*, que resolve satisfatoriamente, com custos menores, os problemas apontados. Para vias expressas e outras de elevado padrão são feitas recomendações específicas no item 9.5.10.

8.5.4.3 Trecho de largura variável ou *taper*

Quando se usa o *tipo paralelo* há necessidade de introduzir no início das faixas de desaceleração e no fim das faixas de aceleração um trecho de largura variável (*taper*), formado pelo afunilamento da faixa adicional até o bordo normal da pista. Nos trechos em tangente o *taper* tem a forma de um triângulo em que um dos catetos é a largura da faixa e o outro o seu comprimento, função da velocidade na rodovia.

Normalmente o tempo que os motoristas levam em média para se deslocar lateralmente de uma faixa de tráfego direto para uma faixa adjacente de mudança de velocidade varia de 3 a 4 segundos. Considera-se adequado adotar o valor de 3,5 segundos para o cálculo do comprimento do *taper*, valor correspondente à velocidade de deslocamento lateral de 1m/s para a largura usual de 3,50 m.

Os comprimentos do *taper* baseados nas velocidades médias de operação (ver Quadro 5.3.1.1 do *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais,* DNER, 1999) constam da Tabela 47.

Tabela 47 - Comprimentos do taper nas faixas de mudança de velocidade

Velocidade diretriz da rodovia (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Velocidade média (km/h)	38	46	54	62	71	79	86	92	98
Comprimento mínimo (m)	39	45	53	60	69	77	84	89	95
Comprimento arredondado (m)	40	45	55	60	70	80	85	90	100

8.5.4.4 Largura do trecho constante

As faixas de mudança de velocidade devem ter desejavelmente de 3,50 a 3,60 m e pelo menos a largura normal de uma faixa de trânsito plena da via. Não há, entretanto, necessidade de manter o acostamento igual ao resto da rodovia. Pode-se admitir um acostamento com largura parcial, em função da solução de interseção adotada. Se forem previstos meios-fios intransponíveis, os mesmos devem manter no lado interno um afastamento lateral de 0,30 m a 0,60 m.

8.5.4.5 Comprimentos das faixas de mudança de velocidade

Para a mesma velocidade diretriz os caminhões necessitam de distâncias maiores que os carros de passeio, tanto para desaceleração como para aceleração. No entanto, os caminhões trafegam geralmente a velocidades inferiores às dos carros de passeio, o que eqüivale a admitir velocidade diretriz um pouco menor na determinação das faixas de desaceleração. Por outro lado, ao percorrer a faixa de aceleração aguardando um intervalo entre veículos que lhe permita se inserir na rodovia, o caminhão, por seu maior porte, intimida os carros de passeio, que tendem a ceder espaço, diminuindo sua velocidade e dando oportunidade ao caminhão de entrar na rodovia com velocidade menor que a velocidade diretriz, reduzindo o comprimento da faixa de aceleração que normalmente seria necessário.

As reduções citadas são, na prática, acolhidas com a simples adoção dos valores determinados para carros de passeio. Entretanto, nas rodovias de trânsito intenso, quando o número de veículos pesados for muito elevado, poderá haver necessidade de considerar a adoção de valores maiores que os recomendados.

A Tabela 48 fornece os comprimentos das faixas de mudança de velocidade para os automóveis, em função da velocidade diretriz da rodovia e da velocidade de segurança no início/fim do trecho circular da curva de conversão (faixa de aceleração/desaceleração), para greides de até 2%. No caso de se adotar curva de transição, se necessário, metade de sua extensão pode ser subtraída do comprimento fornecido. Os comprimentos das faixas de mudança de velocidade incluem o *taper* correspondente.

Os valores apresentados para faixas de aceleração são os que constam do *Manual de Projeto de Engenharia Rodoviária – Projeto de Interseções*, do DNER, de 1974, para tráfego intenso. Com base na “Curva de Aceleração Normal” determinada pelo *Bureau of Public Roads* em 1937, verifica-se que os comprimentos obtidos são suficientes para que um veículo, acelerando

confortavelmente, atinja no final do *taper* a velocidade média na rodovia, o que continua válido em face ao melhor desempenho dos veículos modernos. Esses valores são menores do que aqueles propostos pelo Manual da AASHTO de 2001, que podem ser considerados um tanto elevados, implicando em custos de construção maiores. Recomenda-se, por razões econômicas, que se mantenham os valores do Manual do IPR, já que se têm revelado bastante satisfatórios para as condições do país.

Com relação às faixas de desaceleração estão sendo recomendados os valores do Manual da AASHTO de 2001, mas considerando incluído o *taper*. Em coerência com o que se admitiu para faixas de aceleração considerou-se que os veículos começam a desacelerar no início do *taper*, e não quando atingem o trecho de largura constante, como indicado pela AASHTO.

Nas rodovias de trânsito intenso as faixas de desaceleração e de aceleração devem ser avaliadas em conjunto com a capacidade dos terminais da interseção, com base na metodologia do HCM (*Highway Capacity Manual*), edição de 2000 ou mais recente.

8.5.4.6 Efeito do greide nos comprimentos das faixas

Na Tabela 48 são apresentados os comprimentos que se recomendam para as faixas de mudança de velocidade com rampas até 2%. Para levar em conta o efeito do greide, a AASHTO fornece os fatores de correção constantes da Tabela 49 para serem aplicados em conjunto com os valores da Tabela 48.

Analisando os efeitos do greide sobre o comprimento das faixas de mudança de velocidade verifica-se:

- *Greide Ascendente* – diminui o comprimento da faixa de desaceleração e aumenta o comprimento da faixa de aceleração.
- *Greide Descendente* – aumenta o comprimento da faixa de desaceleração e diminui o comprimento da faixa de aceleração.

Ao serem projetadas interseções em níveis diferentes, pode-se tirar vantagens deste fato, fazendo a principal passar por baixo da secundária, o que resulta em faixas de desaceleração em greide ascendente e aceleração em greide descendente na via principal, diminuindo seus comprimentos.

Tabela 48 – Comprimentos das faixas de mudança de velocidade

Velocidade diretriz (km/h)	Taper (m)	Comprimento da *faixa de desaceleração*, inclusive taper (m)							
		Velocidade de segurança da curva de saída (km/h)							
		0	20	30	40	50	60	70	80
40	40	60	50	40	-	-	-	-	-
50	45	75	70	60	45	-	-	-	-
60	55	95	90	80	65	55	-	-	-
70	60	110	105	95	85	70	60	-	-
80	70	130	125	115	100	90	80	70	-
90	80	145	140	135	120	110	100	90	80
100	85	170	165	155	145	135	120	100	85
110	90	180	180	170	160	150	140	120	105
120	100	200	195	185	175	170	155	140	120

Obs: O comprimento mínimo da faixa de desaceleração será sempre o do taper

Velocidade diretriz (km/h)	Taper (m)	Comprimento da *faixa de aceleração*, inclusive taper (m)							
		Velocidade de segurança da curva de entrada (km/h)							
		0	20	30	40	50	60	70	80
40	40	60	50	40	-	-	-	-	-
50	45	90	70	60	45	-	-	-	-
60	55	130	110	100	70	55	-	-	-
70	60	180	150	140	120	90	60	-	-
80	70	230	210	200	180	140	100	70	-
90	80	280	250	240	220	190	140	100	80
100	85	340	310	290	280	240	200	170	110
110	90	390	360	350	320	290	250	200	160
120	100	430	400	390	360	330	290	240	200

Obs: O comprimento mínimo da faixa de aceleração será sempre o do taper.

Tabela 49 – Fatores de ajustamento para as faixas de mudança de velocidade em função do greide

Faixas de Desaceleração								
Velocidade diretriz da rodovia (km/h)	**Fator de multiplicação**							
Todas	Rampa ascendente de 3% a 4% 0,90							Rampa descendente de 3% a 4% 1,20
Todas	Rampa ascendente de 5% a 6% 0,80							Rampa descendente de 5% a 6% 1,35
Faixas de Aceleração								
Velocidade diretriz da rodovia (km/h)	**Fator de multiplicação**							
	Velocidade de projeto das curvas de conversão							
	20	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**Todas as velocidades**
	Rampa ascendente de 3% a 4%							**Rampa descendente de 3% a 4%**
40	1,2	1,2						0.70
50	1,2	1,2	1,2					0.70
60	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4			0.70
70	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4	1,5		0.65
80	1,4	1,4	1,4	1,5	1,5	1,5	1,6	0.65
90	1,4	1,4	1,4	1,5	1,5	1,5	1,6	0.60
100	1,5	1,5	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0.60
110	1,5	1,5	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0.60
120	1,5	1,5	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0.60
	Rampa ascendente de 5% a 6%							**Rampa descendente de 5% a 6%**
40	1,3	1,4						0,60
50	1,3	1,4	1,4					0,60
60	1,4	1,5	1,5	1,5				0,60
70	1,4	1,5	1,5	1,6	1,7			0,60
80	1,4	1,5	1,5	1,7	1,8	1,9		0,55
90	1,5	1,6	1,6	1,8	2,0	2,1	2,2	0,55
100	1,6	1,7	1,7	1,9	2,2	2,4	2,5	0,50
110	1,9	2,0	2,0	2,2	2,6	2,8	3,0	0,50
120	2,0	2,1	2,3	2,5	3,0	3,2	3,5	0,50

8.5.4.7 Terminais em curvas

O estudo apresentado se baseou em rodovias com alinhamentos em tangente. Para curvas de raios muito grandes, normais em rodovias com velocidade diretriz de 100 km/h ou mais, geralmente não é necessário fazer ajustamentos na geometria dos terminais. Fora desses casos, para evitar problemas operacionais, deve-se fazer as adaptações que se revelarem necessárias, considerando a influência do raio da rodovia no dimensionamento do terminal. Para detalhamento do projeto, na Figura 97 é apresentado um método para desenvolver as faixas de mudança de velocidade em curvas.

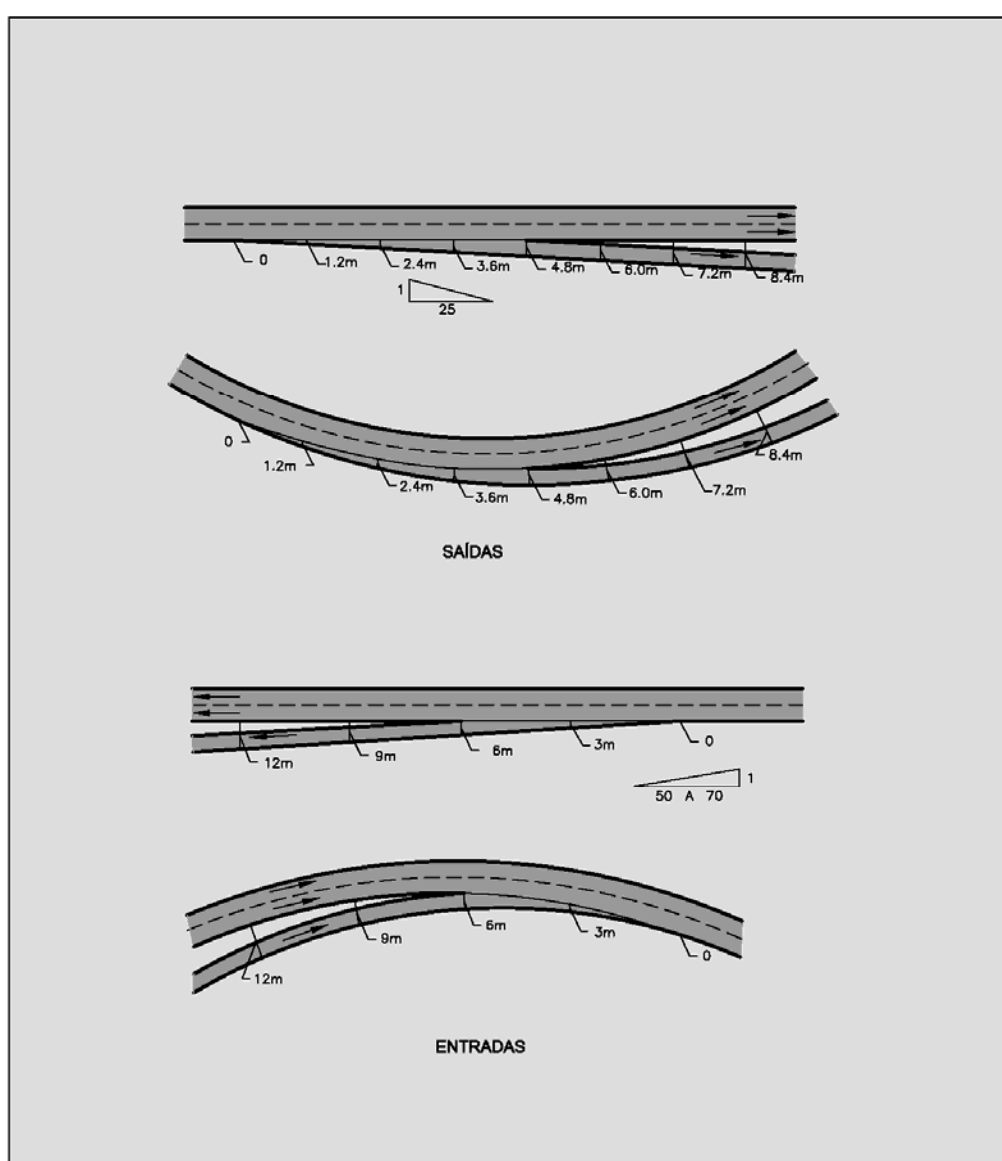



Figura 97 – Desenvolvimento das faixas de mudança de velocidade do tipo taper nos terminais em curva

Quando uma parte do *taper* cair em uma curva, é melhor que todo o *taper* fique dentro da curva. A passagem de reta para curva no *taper* pode criar um “cotovelo” no alinhamento.

Nos terminais em curvas relativamente fechadas, que podem ocorrer em rodovias com velocidade diretriz de 80 km/h ou menos, as faixas de mudança de velocidade do *tipo paralelo* são mais adequadas que as de *tipo taper*. Nas saídas o tipo paralelo tem menos probabilidade de ser confundido com a faixa de tráfego direto e nas entradas geralmente resulta em incorporações mais suaves. Veja os exemplos da Figura 98.

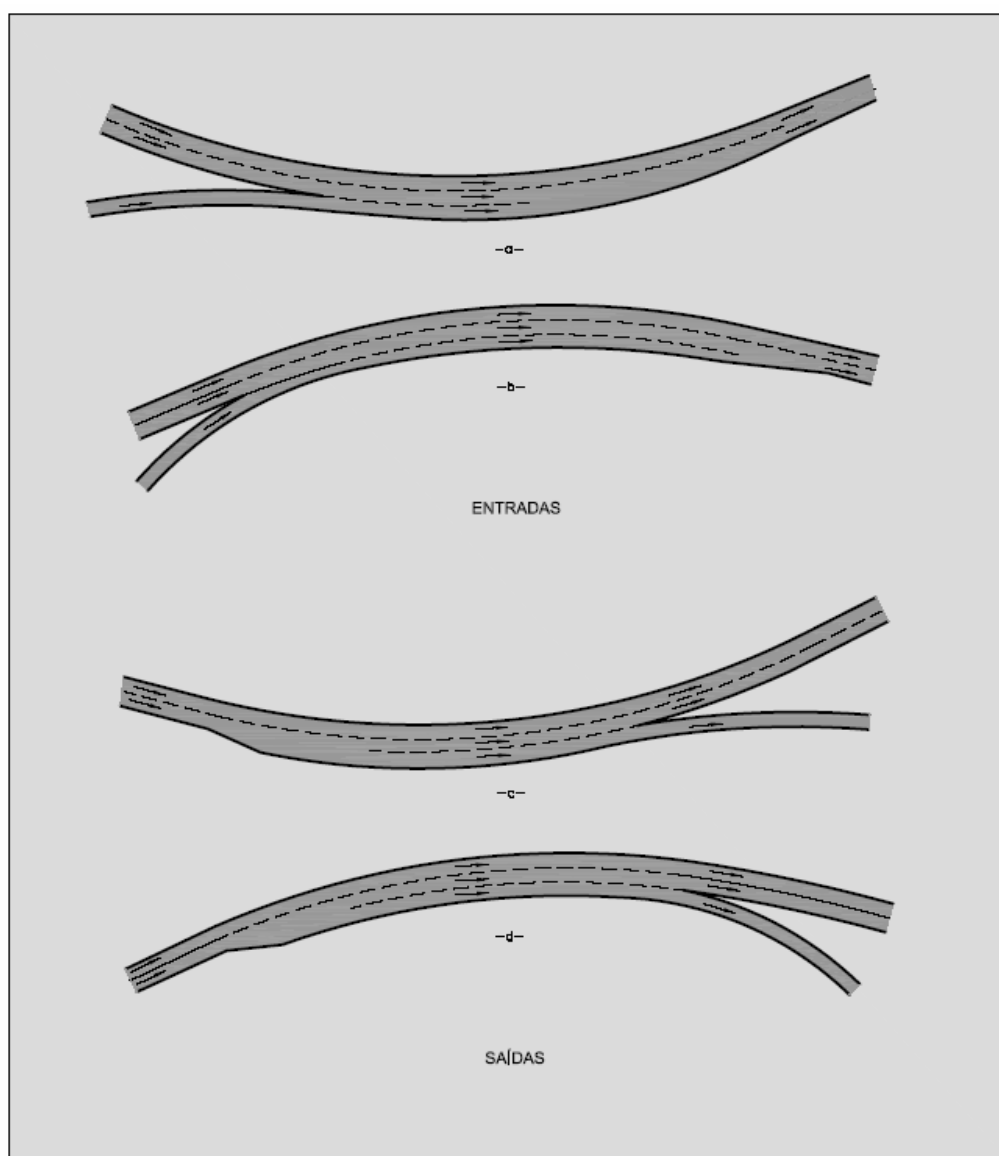



Figura 98 – Desenvolvimento das faixas de mudança de velocidade do tipo paralelo nos terminais em curva

Em trechos curvos os terminais de entrada criam menos problemas que os de saída. As Figuras 98A e 98B mostram entradas em rodovias com curvas à esquerda e à direita, respectivamente. É importante que a curva do ramo de entrada tenha um raio bem elevado no ponto de início da faixa de aceleração. O veículo já ingressa alinhado com a faixa de aceleração, diminuindo a probabilidade de entrar diretamente em uma das faixas de tráfego direto. O *taper* no fim da faixa de aceleração deve ser longo, preferivelmente com cerca de 90 m. Se houver uma curva reversa entre o ramo e a faixa de mudança de velocidade, uma tangente intermediária deve ser usada para facilitar a transição da superelevação.

Uma saída pode ser particularmente problemática em uma curva à esquerda (Figura 98C). Se o *taper* for tangente à curva ou muito longo, o tráfego direto tende a acompanhar o ramo de saída. Para evitar esse erro o *taper* deve iniciar com uma quebra no bordo direito da rodovia, dando um alerta visível ao motorista que pretende seguir em frente e indicando claramente o início da faixa de saída. Para tornar a faixa de desaceleração mais evidente para o motorista que se aproxima, o *taper* deve ser curto, de 30 m no máximo. A faixa de desaceleração não deve começar no PC da curva, para não dar ao motorista qualquer impressão de extensão da tangente. O ramo deve começar com um trecho em tangente ou com curva de raio longo, para permitir uma reversão gradual da superelevação. Sempre que for viável, deve-se evitar saídas em curvas à esquerda.

Uma solução alternativa, que evita problemas operacionais, é colocar o terminal de saída bem antes do PC. Nesse projeto cria-se um ramo paralelo e separado da rodovia, que depois se conectará com o ramo de saída.

Em uma saída à direita, situada em uma curva à direita, o tráfego direto tem a tendência de sair inadvertidamente da rodovia. (Figura 98D). Também neste caso o *taper* deve ser curto, para tornar evidente o início da faixa de desaceleração. Com essa configuração a superelevação da faixa de desaceleração é facilmente atingida, já que não há mudança de sentido.

8.5.5 Faixas de giro à esquerda

8.5.5.1 Considerações gerais

Função

As faixas de giro à esquerda são introduzidas nas interseções para desempenhar o papel de faixa de desaceleração e armazenagem de veículos que desejam executar manobras de conversão à esquerda, objetivando aumentar a capacidade e melhorar a operação e segurança na interseção.

Os veículos que giram à esquerda em uma interseção geralmente têm grande impacto na sua operação, mesmo sendo uma pequena parte do fluxo total. De fato, um veículo que pretende girar à esquerda tem que reduzir sua velocidade e esperar um intervalo no tráfego oposto, criando um obstáculo aos veículos que o seguem. À medida que o fluxo da corrente contrária aumenta, reduzem-se os intervalos, crescendo o tempo de espera e a fila atrás do veículo que irá fazer a conversão. Um número pequeno de veículos girando à esquerda pode bloquear uma interseção, se os intervalos disponíveis forem poucos e o número de faixas de tráfego insuficiente. O aumento do número de faixas pode atender temporariamente o fluxo de giro, mas a solução a longo prazo é a inclusão de faixas exclusivas para os giros à esquerda, deixando livre o tráfego direto.

No caso de interseções urbanas a necessidade de acrescentar faixas específicas para giros à esquerda é função dos volumes de tráfego da rodovia, do número de veículos fazendo manobras de giro, da intensidade da corrente oposta, das condições de segurança, e da demora aceitável para o tráfego direto bloqueado pelos veículos que irão fazer a conversão. Nas interseções rurais os volumes de tráfego são geralmente menores, ocorrendo menos conflitos com os veículos que giram à esquerda. Estudos feitos por Harwood e Hoban (*Low Cost Methods for Improving Traffic Operations on Two-Lane Roads*: Informational Guide, Midwest Reasearch Institute, Report FHWA/IP, 1987) mostram que em rodovias de pista simples, com até 400 veículos por hora (vph) nos dois sentidos, os atrasos do tráfego direto são desprezíveis, mas crescem significativamente para volumes acima de 1.200 vph. Entretanto, o tráfego rural costuma ter velocidades mais elevadas, requerendo maiores intervalos no tráfego oposto para os veículos que aguardam oportunidade de manobra, aumentando o potencial e a gravidade dos acidentes, pela maior velocidade dos veículos do tráfego direto. Por essa razão, as necessidades de faixas de giro à esquerda nas áreas rurais devem ser baseadas mais nas condições de segurança que nos volumes de tráfego.

Segurança

A experiência indica que o uso de faixas exclusivas de giro à esquerda reduz efetivamente os números de acidentes por colisões traseiras ou laterais (de mesmo sentido) nas interseções com ou sem sinalização luminosa. Faixas de giro à esquerda implantadas em 40 interseções urbanas e rurais na Califórnia, Estados Unidos, reduziram de maneira significativa os acidentes, como mostrado na Tabela 50. Esses resultados foram confirmados em estudos recentes, conforme observado no item 8.1. Para reduzir o número de atropelamentos é necessário que sejam muito bem sinalizadas as travessias de pedestres, considerando devidamente os tempos de travessia, nos casos de sinalização luminosa.

Tabela 50 – Redução de acidentes nas interseções com faixas de giro à esquerda

Tipo de acidente	Número de acidentes		Percentual (%)
	Antes	Depois	
Giro à esquerda	52	33	-37
Colisão traseira	164	24	-87
Abalroamento lateral	39	60	+50
Outros	58	45	-22
Total	313	162	-50

Fonte: *Simple Types of Intersection Improvements,* James E. Wilson, HRB Special Report, No. 93.

Tráfego

A fase inicial do estudo das soluções a adotar para os giros à esquerda consiste na determinação do número de veículos que executam essa manobra e do seu impacto na operação da interseção. É de especial importância o levantamento dos dados necessários à fundamentação de melhorias geométricas e operacionais.

Deverão ser feitos estudos de tráfego incluindo contagens classificatórias das diversas correntes, nas horas de pico e fora delas, tendo em vista que os veículos envolvidos necessitam diferentes raios de giro e intervalos na corrente oposta para efetuar suas manobras. Deve-se estimar as taxas de crescimento do tráfego e as prováveis mudanças na sua distribuição com o tempo.

Controle do Tráfego

O controle do tráfego nas manobras de giro à esquerda pode ser feito das seguintes maneiras:

- *Controle pelo usuário*

O motorista que vai executar o giro à esquerda dá preferência ao tráfego oposto e inicia a manobra de giro quando considera que o intervalo do tráfego oposto é suficiente. Este tipo de controle funciona satisfatoriamente quando os volumes de tráfego são pequenos, há boa visibilidade e suficientes brechas para os giros sem demoras excessivas. Uma faixa exclusiva para os giros à esquerda permite que a espera da brecha no fluxo principal seja feita com segurança e sem atrasar o tráfego direto.

- *Proibição de giros em períodos do dia*

Faixas de tráfego com volumes elevados nos períodos de pico, que incluem tanto veículos que giram à esquerda como veículos que seguem em frente, podem apresentar dificuldades operacionais que justifiquem proibições de giro à esquerda durante esses períodos. Sinais de regulamentação cuidadosamente posicionados deverão indicar os períodos de proibição.

- *Sinalização semafórica (luminosa)*

Em função dos volumes de tráfego e da segurança pode ser recomendável sinalização semafórica da interseção, indicando os tempos permitidos para as diversas manobras, especificando os períodos em que são permitidos os giros à esquerda.

Capacidade

O HCM apresenta metodologia para determinar a capacidade das interseções, incluindo faixas de giro à esquerda de uso comum ou exclusiva. Entretanto, para o caso de interseções sinalizadas saturadas deve ser considerada também a metodologia constante do Capítulo 5 da publicação *Left-Turn Treatments at Intersections* (Pline, J.L. *NCHRP Synthesis 225*. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1996), mais específica que a do HCM.

8.5.5.2 Critérios para determinação das faixas de giro à esquerda

De um modo geral devem ser seguidas as recomendações da AASHTO para a determinação das faixas de giro à esquerda. A Tabela 51 orienta quanto à conveniência de prover a interseção de faixas de giro à esquerda em uma rodovia de pista simples. Para os volumes indicados os números de giros provenientes da via secundária (quer à esquerda, quer à direita) podem ser iguais, mas não maiores que os números de giros à esquerda provenientes da via principal. De acordo com este quadro, para um volume de tráfego contrário de 800 veic/h, velocidade média de operação de 60 km/h, volume de tráfego avançando composto de 5% de giros à esquerda (95%

de tráfego direto), deve ser projetada uma faixa de giro à esquerda quando o volume de tráfego avançando exceder 330 veic/h.

Tabela 51 - Orientação para adoção de faixas de giro à esquerda em rodovias de pista simples

Volume oposto (veic/h)	**Volume avançando (veic/h)**			
	Percentagens de giro à esquerda			
	5%	**10%**	**20%**	**30%**
Velocidade de operação = 60 km/h				
800	330	240	180	160
600	410	305	225	200
400	510	380	275	245
200	640	470	350	305
100	720	515	390	340
Velocidade de operação = 80 km/h				
800	280	210	165	135
600	350	260	195	170
400	430	320	240	210
200	550	400	300	270
100	615	445	335	295
Velocidade de operação = 100 km/h				
800	230	170	125	115
600	290	210	160	140
400	365	270	200	175
200	450	330	250	215
100	505	370	275	240

A Tabela 51 é uma consolidação dos gráficos de Harmelink desenvolvidos em 1967 baseado na teoria das filas. Em 1990 o método foi expandido para incluir o caso de rodovias rurais com quatro faixas (separadas ou não por canteiro central), pelo *Institute of Transportation Engineers* – ITE, conforme gráficos apresentados na Figura 99. A entrada no gráfico segue a mesma ordem indicada para a tabela da AASHTO. É determinado o volume de tráfego avançando, a partir do qual se necessita de uma faixa de giro à esquerda.

A conveniência de implantar faixas duplas para giros à esquerda deve ser analisada com base em estudos de capacidade da interseção.

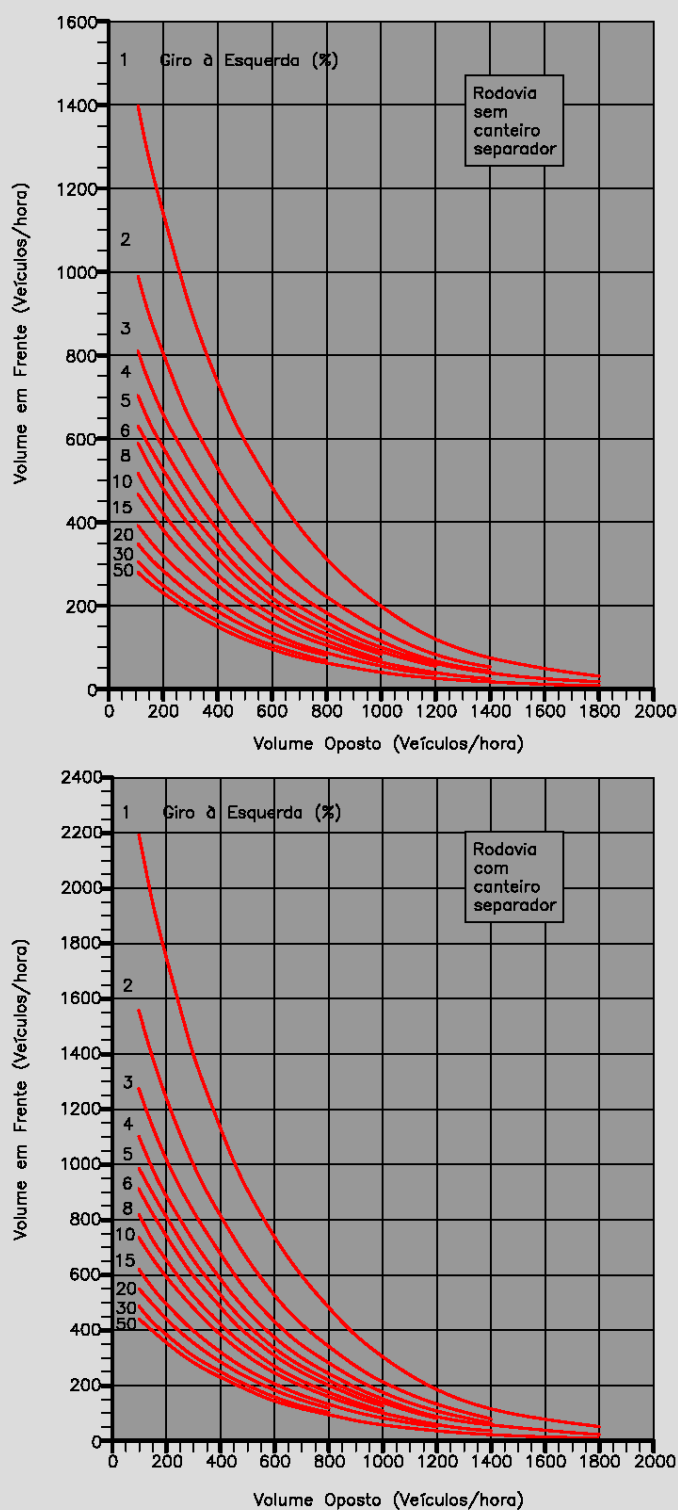



Figura 99 – Gráficos indicativos dos volumes de tráfego que tornam necessária a adoção de faixa de giro à esquerda nas interseções não semaforizadas em rodovias de quatro faixas

8.5.5.3 Tipos de soluções

a) Faixas simples de giro à esquerda

Uma faixa exclusiva para giros à esquerda pode ser incluída entre as faixas de tráfego direto opostas, para armazenagem dos veículos que aguardam a oportunidade de giro. Isso pode ser conseguido alargando a rodovia ou utilizando o canteiro central, no caso de duas pistas. Essa faixa adicional deve ser caracterizada por marcas no pavimento, canalização por ilhas divisórias ou outros meios, com o cuidado de identificar adequadamente a transição a partir da faixa de uso comum.

Nas interseções com sinalização semafórica deve-se considerar o projeto de faixas de giro à esquerda quando ocorrer uma das seguintes situações:

- O volume de giro à esquerda (volume horário de projeto) excede 20% do volume da corrente de tráfego de aproximação;
- O volume de giro à esquerda (volume horário de projeto) excede 100 veículos/hora.

b) Faixas duplas de giro à esquerda

São usadas em interseções com sinalização semafórica e recomendadas nas seguintes condições:

- Locais em que não há espaço para atender o comprimento mínimo necessário com uma única faixa;
- Locais em que o comprimento necessário com uma única faixa é muito extenso;
- Locais em que a fase protegida para giro à esquerda não consegue atender ao nível de serviço pretendido usando uma única faixa;
- Locais em que o volume de giros à esquerda excede 300 a 400 veic/h.

c) Faixas triplas de giro à esquerda

Devem ser consideradas somente em casos especiais, em vias urbanas de pista dupla com volumes de tráfego elevados, nos locais em que o volume de giros à esquerda (volume horário de projeto) exceder 600 veículos por hora.

Não se devem usar faixas triplas nas condições seguintes:

- Quando há grande probabilidade de número elevado de conflitos de pedestres com veículos;

- Quando não se espera que os veículos aguardando oportunidade de girar à esquerda se distribuam igualmente pelas três faixas;
- Quando problemas de restrições da faixa de domínio impedem um projeto adequado;
- Quando existe alternativa economicamente superior.

d) Faixas de giros à esquerda deslocadas

Canteiros centrais largos de um modo geral têm efeitos positivos para a operação e segurança do tráfego. Em alguns casos, entretanto, canteiros largos podem criar problemas de visibilidade quando veículos girando à esquerda se confrontam com veículos girando à esquerda em sentido contrário, como indicado na Figura 100.

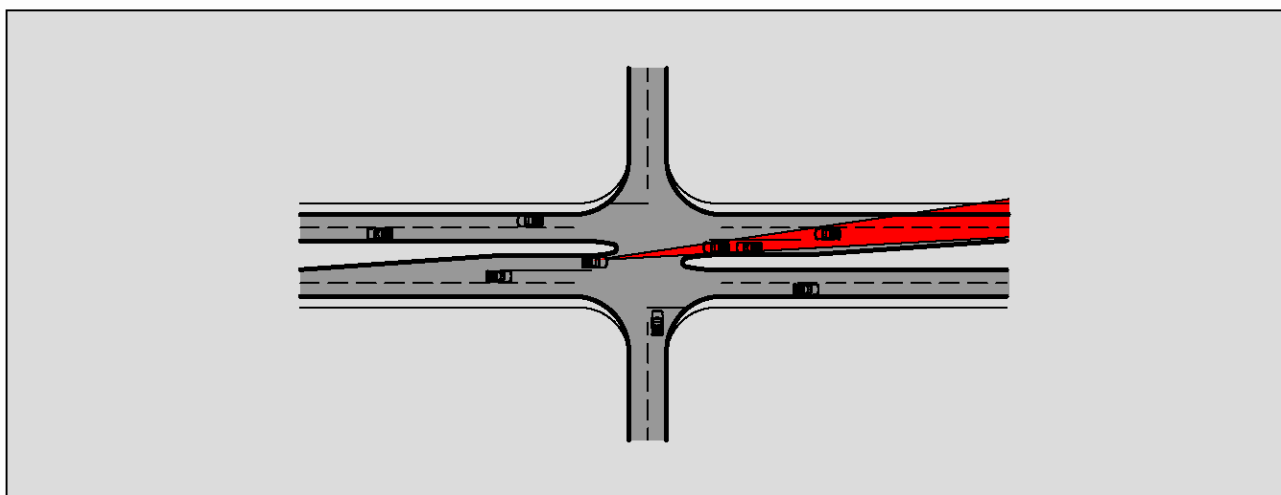



Figura 100 – Exemplo de obstrução de visibilidade causada por veículos girando à esquerda (Faixas de giro à esquerda convencionais)

Resolve-se esse problema deslocando paralelamente as faixas de giro para o interior do canteiro central, como exemplificado na Figura 101A. As vantagens obtidas são:

- Melhor visibilidade do tráfego direto que vem em sentido contrário;
- Possibilidade menor de conflito entre os movimentos de giro à esquerda de correntes de tráfego opostas;
- Maior número de giros à esquerda em um mesmo período de tempo, principalmente em interseções com sinalização semafórica.

Alternativamente, pode-se adotar outra solução com o mesmo efeito criando um deslocamento gradual a partir de um pequeno ângulo, como indicado na Figura 101B, em que o afastamento lateral é feito com uso de um taper. O afastamento lateral usando taper tem as mesmas

vantagens do afastamento paralelo na redução de obstruções de visibilidade e de conflitos potenciais entre correntes opostas girando à esquerda, e no aumento da eficiência da sinalização semafórica. Esses afastamentos com taper são feitos normalmente com um nariz de 1,20 m entre a faixa de giro à esquerda e as faixas de tráfego direto opostas. A solução apresentada é especialmente adequada para caminhões com grandes balanços traseiros.

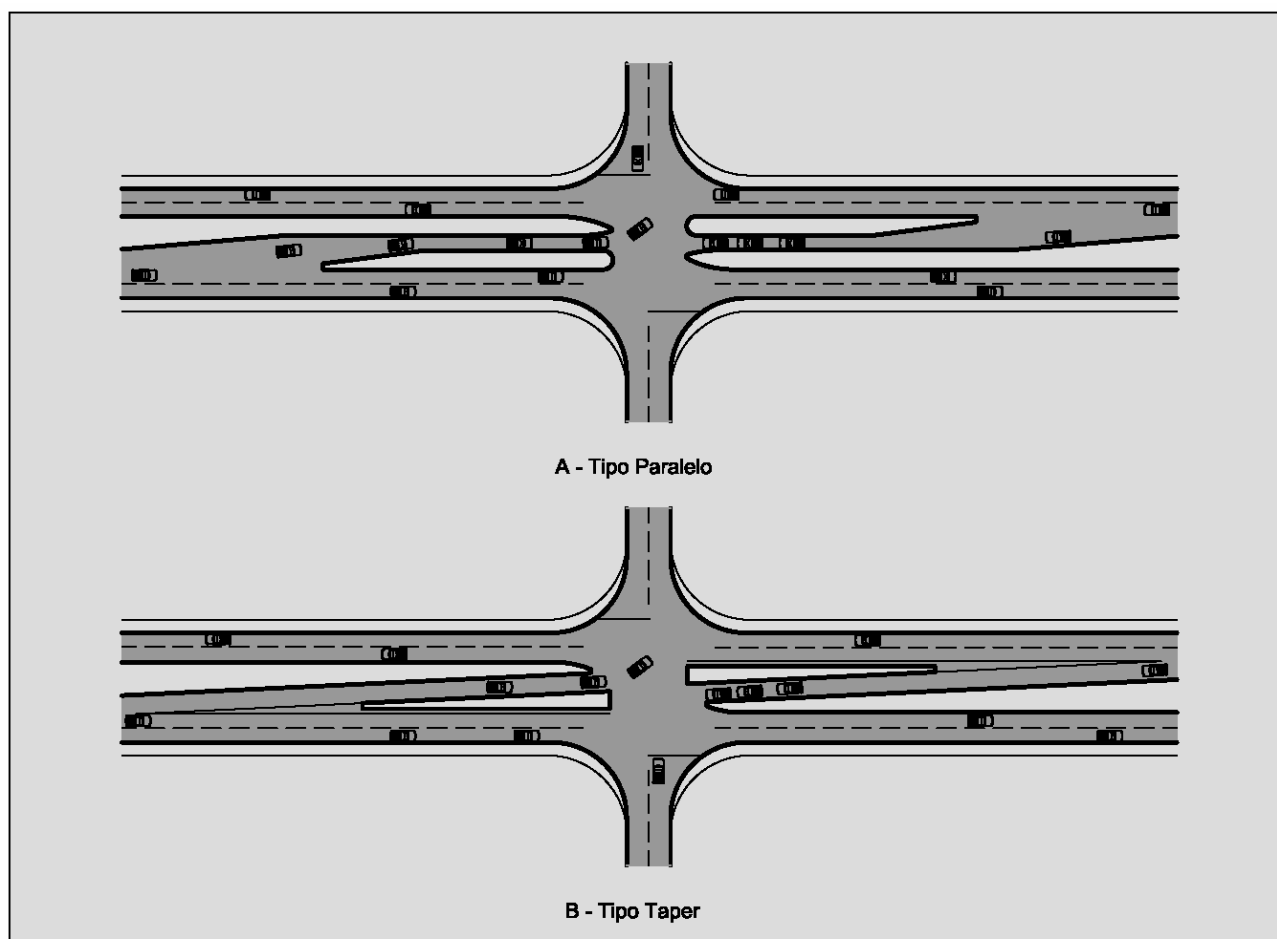



Figura 101 – Faixas de giro à esquerda deslocadas

As faixas de giro à esquerda deslocadas paralelamente ou por meio de um taper devem ser separadas das faixas adjacentes por canalização com pintura ou canteiros elevados (ilhas divisórias).

Algumas desvantagens do uso de faixas de giro à esquerda deslocadas são:

- Pouca familiaridade dos motoristas com as faixas deslocadas;
- Possível confusão para os motoristas idosos;

- Dificuldade adicional para efetuar retornos em “U” tanto para os motoristas como para os veículos de emergência;
- Não permite passagem de um veículo parado;
- Não permite a correção de um engano na escolha da faixa.

Essas faixas podem ser usadas em interseções com ou sem sinalização semafórica. Convém ressaltar que se costuma adotar sinalização semafórica nas interseções em nível de rodovias de pista dupla que incluam cruzamentos de fluxos.

8.5.5.4 Critérios de projeto

8.5.5.4.1 Canalização

As faixas de giro à esquerda definem as trajetórias desejadas, separam os pontos de conflito, facilitam os movimentos prioritários do tráfego e removem veículos desacelerando, parando ou lentos das correntes diretas de tráfego. O projeto adequado das faixas de giro à esquerda conduz à adoção de velocidades seguras e transição suave para essas faixas. O canteiro central e as ilhas de tráfego desencorajam ou proíbem movimentos indesejáveis ou errados e provêm refúgio seguro para pedestres e usuários de veículos não motorizados.

É importante que a canalização dos veículos que irão efetuar os giros à esquerda se inicie em um ponto em que o usuário tenha boa visibilidade da rodovia. A canalização deve começar antes de uma curva horizontal e depois de uma curva vertical, de modo que sua introdução não constitua surpresa para o usuário não familiarizado com o local. É desejável afastar o nariz de aproximação da canalização 0,60 a 1,80 m das faixas de tráfego direto, para minimizar impactos eventuais. Marcas no pavimento podem ser usadas para fazer a transição lateral dos veículos, evitando canalização com meios-fios. É importante verificar se as trajetórias dos veículos de maiores dimensões que usam a interseção não interferem com as trajetórias canalizadas.

8.5.5.4.2 Distância de visibilidade

Veículos na faixa de giro à esquerda precisam de distância de visibilidade adequada para ver o tráfego oposto, selecionar um intervalo adequado, e então efetuar o giro. Os intervalos críticos necessários para que automóveis efetuem manobras de giro a partir de uma rodovia de dois sentidos de tráfego são dados nas Tabelas 36 e 37. O motorista que está na rodovia principal tem que poder ver os veículos que estão de 5,5 a 9,0 segundos da interseção na corrente oposta, para cobrir o tempo de reação para iniciar a manobra, mais o intervalo necessário para completar o

giro, dependendo do tipo de veículo e do número de faixas a atravessar. As restrições à visibilidade são causadas por curvas horizontais e verticais da rodovia, condições do canteiro central, obstáculos laterais à rodovia e outros veículos.

Convém ressaltar que quando há faixas de giro à esquerda em sentidos contrários, os veículos que estão aguardando oportunidade de girar à esquerda podem bloquear parcialmente a visibilidade do tráfego direto que vem do sentido oposto. Uma solução para este problema é deslocar lateralmente as faixas de giro à esquerda, conforme descrito na seção anterior.

8.5.5.4.3 Largura das faixas

As faixas de giro à esquerda devem ter pelo menos 3,00 m de largura (para atender ônibus e caminhões), sendo desejável que tenham a mesma largura das faixas de tráfego direto. Preferivelmente a porção do canteiro separador que sobra depois de se haver subtraído a faixa, deve ser pelo menos de 1,20 m. Em casos especiais, quando houver dificuldade de obter maior largura e houver baixa velocidade com pequena participação de ônibus e caminhões, a largura da faixa de giro pode ser reduzida para 2,70 m.

No caso de faixas deslocadas, providas de ilhas divisórias, esta largura deve ser de no mínimo 3,60 m e, de preferência 4,20 m, sendo que o maior valor deve ser usado quando os meios-fios de ambos os lados forem do tipo intransponível. As interseções com sinalização luminosa podem ter faixas de giro duplas com larguras de 6,60 a 7,20 m (0,60 m a mais, no caso de terem em ambos os lados meios-fios do tipo intransponível).

8.5.5.4.4 Comprimento das faixas

Uma faixa auxiliar para giros de veículos à esquerda é constituída de três partes: *taper, comprimento de desaceleração* e *comprimento para armazenamento de veículos*.

Preferivelmente o comprimento total da faixa auxiliar deve ser a soma dos comprimentos dos três componentes. Na prática, entretanto, aceita-se que parte da desaceleração seja feita na própria rodovia e parte no taper. Quando se tem uma interseção a cada 400 metros (vias urbanas) costuma-se abandonar a maior parte do comprimento de desaceleração, mantendo apenas o taper e a armazenagem. Cada componente da faixa auxiliar é analisado a seguir.

a) Comprimento do taper

Nas rodovias rurais em geral, especialmente quando as velocidades são elevadas, deve-se usar os comprimentos de *taper* recomendados para as faixas de mudança de velocidade (ver item 8.5.4). Entretanto, quando a velocidade dos veículos for baixa como no caso de vias urbanas e de vias secundárias na área de interseções em diamante, pode-se adotar trechos de taper de menor extensão, de 30 a 54 m, que correspondem às relações 8:1 a 15:1 (longitudinal: transversal), para faixas auxiliares de 3,60 m.

Os tapers muito longos seguem aproximadamente as trajetórias adotadas pelos motoristas quando passam de rodovias de alta velocidade para as faixas auxiliares. Um taper longo, no entanto, atrai motoristas que pretendem continuar na via principal, especialmente quando localizado em curva, e prejudica o movimento lateral dos que querem entrar logo na faixa auxiliar.

Em áreas urbanizadas, tapers curtos tornam mais visível a existência da faixa auxiliar para os motoristas que se aproximam. Tapers curtos são preferíveis para faixas de desaceleração em interseções urbanas, devido às velocidades baixas nas horas de pico. De qualquer forma, o comprimento total do taper mais o trecho de desaceleração deve ser mantido o mesmo que no caso de se usar taper longo. Com isso se obtém um comprimento maior para o trecho com largura constante da faixa auxiliar. Os tapers curtos podem reduzir o número dos veículos que entram por engano na faixa auxiliar e depois voltam para a via principal. Tem sido comum nas áreas urbanas o uso de comprimentos fixos para tapers, de 30 m para faixa simples e 45 m para faixa dupla.

Embora não seja a prática corrente, excepcionalmente pode-se adotar largura total de ponta a ponta e indicar o taper com pintura. Essa solução torna mais visível a ocorrência da faixa auxiliar e aumenta a segurança na manobra, pela sobra de espaço resultante. Quando se usa faixa auxiliar dupla ou tripla deve-se optar pela largura variável.

Tapers retos (variação linear) são freqüentemente usados, como indicado na Figura 102A. A razão de variação do taper pode ser de 8:1 para velocidades até 50 km/h a 15:1 para velocidades até 80 km/h. Tapers retos curtos não devem ser usados em vias urbanas dotadas de meios-fios, porque o motorista na manobra de entrada pode bater no meio-fio.

Tapers em curvas reversas simétricas são comumente usados em vias urbanas com meios-fios, conforme ilustrado na Figura 102B. Um comprimento de 30 m ou mais é apropriado.

Um tipo de curva reversa mais recomendável (assimétrica) é apresentado na Figura 102C, onde o raio da curva de entrada é aproximadamente o dobro do da segunda curva. Quando se dispõe pelo menos de 30 m, o taper *2* pode ser adequado para operação com velocidades baixas.

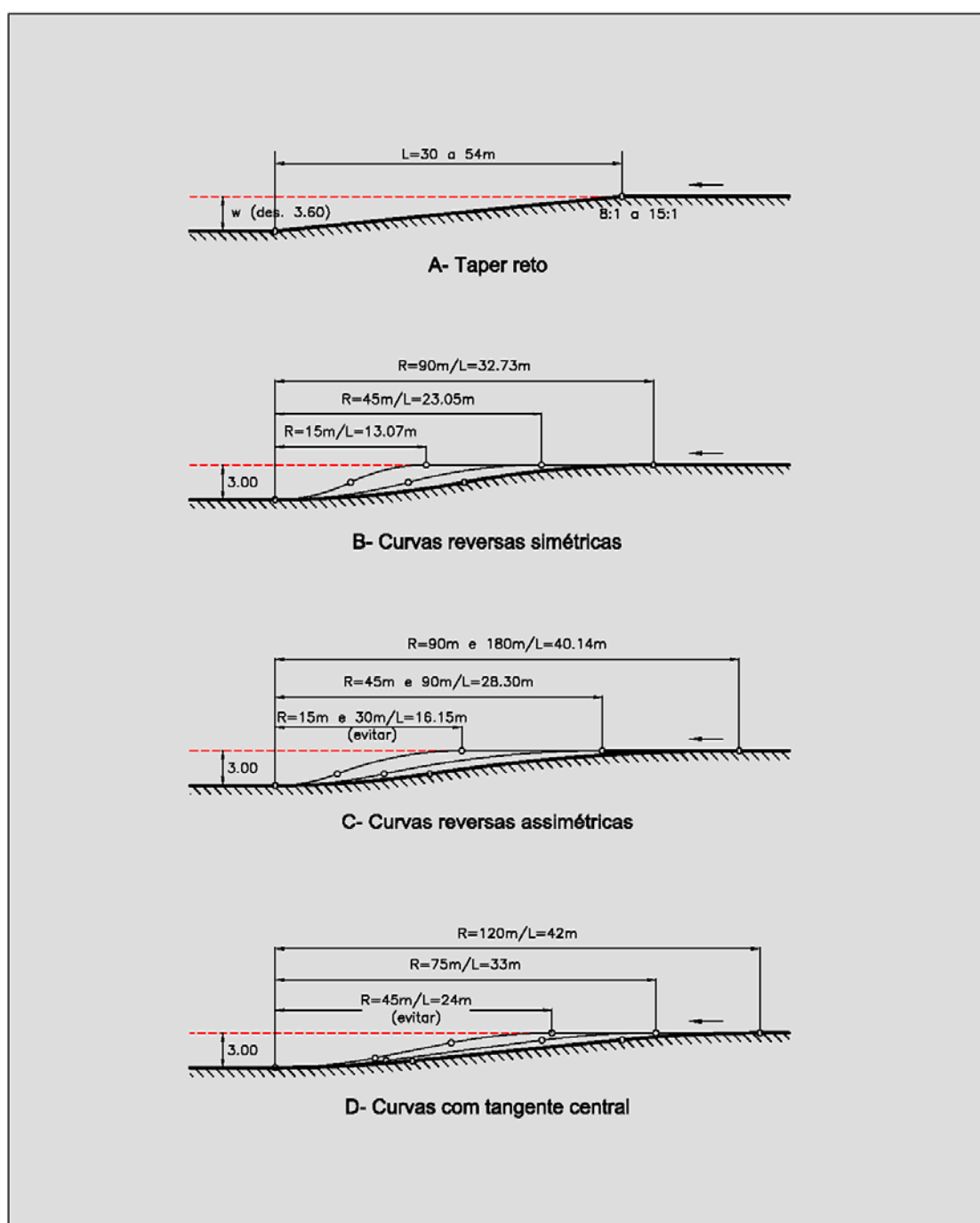



Figura 102 – Projeto de taper para faixas de giro à esquerda (Condições mínimas)

Convém adotar curvas curtas nos extremos de um taper, como indicado na Figura 102D, mas podem ser omitidas por razões práticas, para facilidade de construção. Se forem previstas curvas nos extremos do taper, a tangente central deve ter de um terço à metade do comprimento total. Em geral o uso da tangente entre curvas resulta em um taper melhor do que o que se obtém com curvas reversas.

As configurações e dimensões apresentadas servem tanto para faixas de giro à direita como para faixas de giro à esquerda. Orientação adicional para comprimentos de tapers pode ser encontrada no *Manual of Uniform Traffic Control Devices* (U.S. Departmente of Transportation, Federal Highway Administration. Washington, D.C., 1988 ou edição mais atual).

b) Comprimento da desaceleração

É desejável fazer com que a desaceleração se processe fora do tráfego direto e, quando viável, o projeto deve atender esse objetivo. Os comprimentos para que um veículo, partindo da velocidade diretriz da rodovia, possa parar desacelerando confortavelmente, constam da Tabela 52. Esses comprimentos são baseados em greides menores que 3% e não incluem o taper.

Tabela 52 - Comprimentos mínimos de desaceleração para faixas de giro à esquerda

Velocidade de projeto (km/h)	Comprimento da desaceleração (m)
50	70
60	100
70	130
80	165
90	205

Em muitas vias urbanas não é prático prover o comprimento total do trecho de desaceleração. Nesses casos, pelo menos parte da desaceleração deve ser feita antes da faixa auxiliar. A inclusão do taper como parte do comprimento de desaceleração eqüivale a assumir que o veículo reduz sua velocidade em até 15 km/h na faixa de tráfego direto, antes de atingir a faixa auxiliar. Esse valor de 15 km/h é considerado aceitável em rodovias arteriais. Maiores reduções podem ser feitas para vias coletoras e ruas, devido à maior tolerância com veículos entrando e saindo da via, em face de menores velocidades ou grandes volumes de tráfego. Pode-se dizer, portanto, que os comprimentos da Tabela 52 são valores desejáveis, que devem ser adotados quando possível.

Essas observações são aplicáveis tanto para giros à esquerda quanto para giros à direita, mas a velocidade de aproximação é normalmente menor na faixa da direita que na da esquerda.

c) Comprimento de armazenamento

O comprimento de armazenamento deve ser suficiente para abrigar os veículos que se acumulam nos períodos críticos. De especial importância é evitar a possibilidade de que veículos girando à esquerda tenham que esperar nas faixas de tráfego direto uma oportunidade de completar a manobra.

Nas interseções não semaforizadas, o comprimento de armazenamento pode ser calculado com base no número médio de veículos que chegam durante dois minutos na hora de pico. Deve ser previsto pelo menos espaço para dois carros de passeio ou um carro e um caminhão (ou ônibus, o que for mais freqüente), onde houver mais de 10% de caminhões e ônibus. O tempo de espera de dois minutos pode ser alterado para atender ao volume do tráfego oposto, que pode oferecer poucas oportunidades para as manobras de giro à esquerda. Volumes muito elevados podem tornar necessária sinalização luminosa.

Considerando o tempo de espera de dois minutos, os comprimentos mínimos necessários para carros de passeio fazendo a conversão constam da Tabela 53.

Tabela 53 - Comprimentos das faixas de armazenamento

Números de veículos que giram por hora	≤ 60	100	200	300
Extensão da faixa (m)	15	30	50	75

Para operação a baixa velocidade e abundância de conversões, o comprimento total da faixa de giro à esquerda poderá ser a soma do comprimento do trecho em taper de 30 m a 54 m, e as extensões constantes na relação acima.

Nas interseções controladas por semáforos, o comprimento de armazenamento necessário depende do comprimento do ciclo de sinal, do sistema de fases e dos fluxos de chegada e saída dos veículos girando à esquerda. O comprimento é uma função da probabilidade da ocorrência dos vários eventos e normalmente deve ser baseado em 1,5 a 2 vezes o número médio de veículos que devem ser armazenados por ciclo. Esse comprimento é suficiente para atender às fortes demandas que ocorrem eventualmente. Da mesma forma que no caso das interseções sem sinalização semafórica, deve-se prever o atendimento de pelo menos dois veículos.

Onde se projetam faixas duplas para giro, o comprimento é reduzido aproximadamente à metade.

8.5.5.4.5 Extremidades do canteiro separador

Os projetos das extremidades dos canteiros separadores adjacentes às faixas de giro, constam da Figura 103. Os separadores estreitos são quase sempre delimitados por meios-fios e suas extremidades devem ter largura de pelo menos 1,20 m e, preferivelmente 1,80 m (onde sinais são necessários), que correspondem a canteiros centrais de largura de 4,20 e 4,80 m. Os canteiros com largura de 4,80 a 5,40 m, proporcionam espaço para extremidades mais largas e providas de detalhes que garantam maior segurança, tais como terminais de forma afilada.

Para o caso de canteiro central com largura maior que 5,40 m é normalmente preferível deslocar as faixas de giro à esquerda (Ver Figura 101). Cada faixa de giro à esquerda deve ser disposta de modo a reduzir a largura do canteiro central para 1,80 a 2,40 m imediatamente antes da interseção. Esse alinhamento colocará o veículo esperando para fazer o giro tão próximo da esquerda quanto possível, maximizando a distância das faixas de giro à esquerda opostas, aumentando as condições de visibilidade do tráfego oposto.

Casos especiais, com separadores centrais de apenas 3,00 a 3,60 m de largura, podem abrigar as faixas de giro à esquerda, porém a extremidade ficará reduzida à um linha ou canteiro limitado por meios-fios com apenas 0,60 m de largura.

8.5.5.4.6 Separadores de tráfego

A separação entre a faixa de giro à esquerda e o bordo esquerdo da faixa de trânsito direto pode ser feita por meio de:

- pintura;
- tachões;
- pavimento contrastante;
- marcas salientes;
- ilhas divisórias.

As ilhas divisórias deverão ser previstas desejavelmente em canteiros centrais largos e, de preferência, delineadas por meios-fios transponíveis. Devem ter largura mínima absoluta de 0,60 m.

8.5.5.4.7 Comprimento das aberturas do canteiro separador

A extensão da abertura do canteiro separador é projetada de acordo com o procedimento adotado para os canteiros centrais comuns, considerando como base a extremidade estreitada do canteiro e as ilhas divisórias.

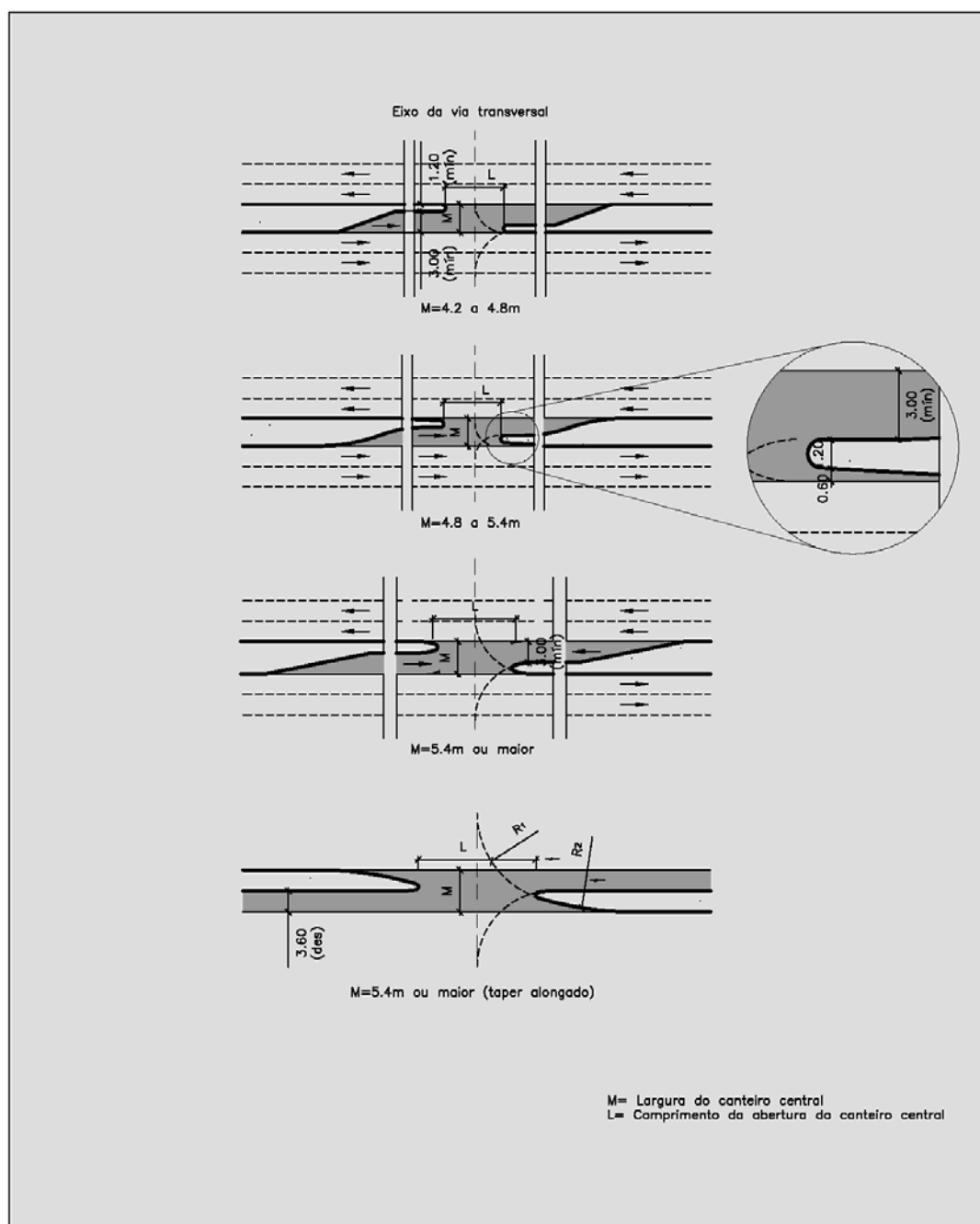



Figura 103 – Extremidades dos canteiros separadores adjacentes às faixas de giro à esquerda

8.5.6 Superelevação

8.5.6.1 Taxas de superelevação nas curvas das interseções

No projeto das interseções os fluxos nas curvas sofrem a influência da ocorrência freqüente de menores raios e comprimentos. Quando a velocidade não é afetada por outros veículos, os motoristas antecipam esses problemas e procuram reduzir a queda de velocidade, aceitando o desconforto da maior força centrífuga e do maior atrito lateral existentes. Na presença de outras correntes de tráfego, entretanto, há redução das velocidades, pelas interferências do tráfego direto com os outros fluxos da interseção. A maioria dos movimentos está incluída neste caso, mas, por razões de segurança, deve-se levar em conta os períodos em que há pouca interferência das diversas correntes e as velocidades são maiores. É desejável proporcionar as maiores superelevações recomendáveis nas curvas das interseções, especialmente nas curvas fechadas em declives.

Infelizmente, na maioria dos casos, a dificuldade prática de implantar a superelevação sem mudanças abruptas da inclinação transversal nas curvas de acesso, devido a raios pequenos e extensões reduzidas, impede a adoção de taxas adequadas de variação da superelevação. Este fato tem sido levado em conta na determinação dos raios mínimos correspondentes às diversas velocidades previstas nas interseções, quando são utilizadas baixas taxas de superelevação. A utilização de curvas compostas e espirais, em que a curvatura varia gradualmente, permite um desenvolvimento mais adequado da superelevação.

Quando a velocidade de projeto de um ramo é inferior à velocidade de segurança dos trechos de menor curvatura desse ramo, a superelevação máxima deverá ser estabelecida pelo menor raio e as superelevações dos trechos com raio maior deverão ser inferiores a esse valor, para balanceamento do projeto. Essa condição ocorre nos seguintes casos:

- A velocidade é determinada por uma ou ambas curvas extremas de um ramo e a curva no trecho central é bem mais suave;
- O ramo tem de um modo geral pequena curvatura, mas há um sinal de parada obrigatória em um dos extremos da curva;
- A velocidade é menor que a correspondente ao raio disponível, em face a outras limitações de velocidade no ramo ou nas rodovias que se interceptam.

A Tabela 54 apresenta os valores de superelevação sugeridos para diversas velocidades de projeto, calculados de forma semelhante à adotada para os trechos contínuos das rodovias. A grande variação nas velocidades prováveis em curvas de interseções, resultantes dos volumes de

tráfego (intenso ou rarefeito), elimina a necessidade de precisão, de modo que uma gama de taxas de superelevação é dada para cada combinação de velocidade de projeto e raio de curva da interseção. Os valores da metade ou terço superior são os recomendados. Uma taxa máxima de 10% é indicada, mas em casos especiais podem ser usados valores mais elevados. A taxa de 2% é considerada um valor mínimo prático por razões de drenagem da superfície. Seja qual for a taxa de superelevação utilizada, os bordos da pista deverão proporcionar operação suave e possibilitar toda a drenagem necessária.

Tabela 54 - Taxas de superelevação para curvas em interseções (%)

Raio (m)	Velocidade de projeto da curva (km/h)					
	20	30	40	50	60	70
15	2 -10					
25	2 - 7	2 -10				
50	2 - 5	2 - 8	4 – 10			
70	2 - 4	2 - 6	3 – 8	6 - 10		
100	2 - 3	2 - 4	3 – 6	5 - 9	8 – 10	
150	2 - 3	2 - 3	3 – 5	4 - 7	6 – 9	9 - 10
200	2	2 - 3	2 – 4	3 - 5	5 – 7	7 - 9
300	2	2 - 3	2 – 3	3 - 4	4 – 5	5 - 6
500	2	2	2	2 - 3	3 – 4	4 - 5
700	2	2	2	2	2 – 3	3 - 4
1000	2	2	2	2	2	2 - 3

Obs:
i) Preferivelmente devem ser usados valores situados no terço superior do intervalo dado.
ii) Para velocidades superiores a 70 km/h deve-se adotar valores correspondentes às vias em geral.

8.5.6.2 Rampas de superelevação admissíveis

A diferença entre os greides do eixo de rotação e do bordo da pista (rampa de superelevação *r*), não deve ultrapassar os valores constantes da Tabela 55, para garantir o conforto e segurança dos veículos sujeitos à manobra de variação da superelevação. Esse quadro apresenta a intensidade de variação da inclinação transversal que se recomenda para cada 20 m, para se fazer a transição da superelevação.

Tabela 55 - Variação máxima da superelevação em 20 m nas curvas das interseções

Velocidade de projeto (km/h)	r* (%)	Variação de cota em 20 m	Variação máx. da superelevação em 20 m		
			Largura da faixa de rolamento (m)		
			3,00	3,50	3,60
20	0,80	0,160	5,3%	4,6%	4,4%
30	0,75	0,150	5,0%	4,3%	4,2%
40	0,70	0,140	4,7%	4,0%	3,9%
50	0,65	0,130	4,3%	3,7%	3,6%
60	0,60	0,120	4,0%	3,4%	3,3%
70	0,55	0,110	3,7%	3,1%	3,1%
80	0,50	0,100	3,3%	2,9%	2,8%
90	0,47	0,094	3,1%	2,7%	2,6%
100	0,44	0,088	2,9%	2,5%	2,4%
110	0,41	0,082	2,7%	2,3%	2,3%
120	0,38	0,076	2,5%	2,2%	2,1%

* r = Diferença máxima entre greides do eixo de rotação e do bordo da pista.

8.5.6.3 Diferença algébrica máxima na linha de coroamento

O desenvolvimento das superelevações nos terminais de conversão deve ser feito de acordo com as Figuras 105 a 108, que se aplica tanto para pistas divergentes como para pistas convergentes. Como se observa nestas figuras, as pistas divergentes apresentam linhas de interseção separando superfícies de declividades transversais diferentes, provocando a formação de uma aresta no ponto em que duas pistas se unem.

Diferença muito grande entre as declividades transversais de faixas adjacentes pode fazer com que veículos trafegando sobre a linha de coroamento se desloquem lateralmente. Quando veículos, particularmente caminhões muito pesados, atravessam essa linha com velocidades não muito baixas e com ângulo de 10° a 40°, a inércia de sua massa pode tornar difícil seu controle.

Designando por *d* a diferença algébrica percentual máxima dessas declividades, medida de acordo com a Figura 104, devem-se adotar, para garantia de segurança do tráfego, os limites indicados na Tabela 56.

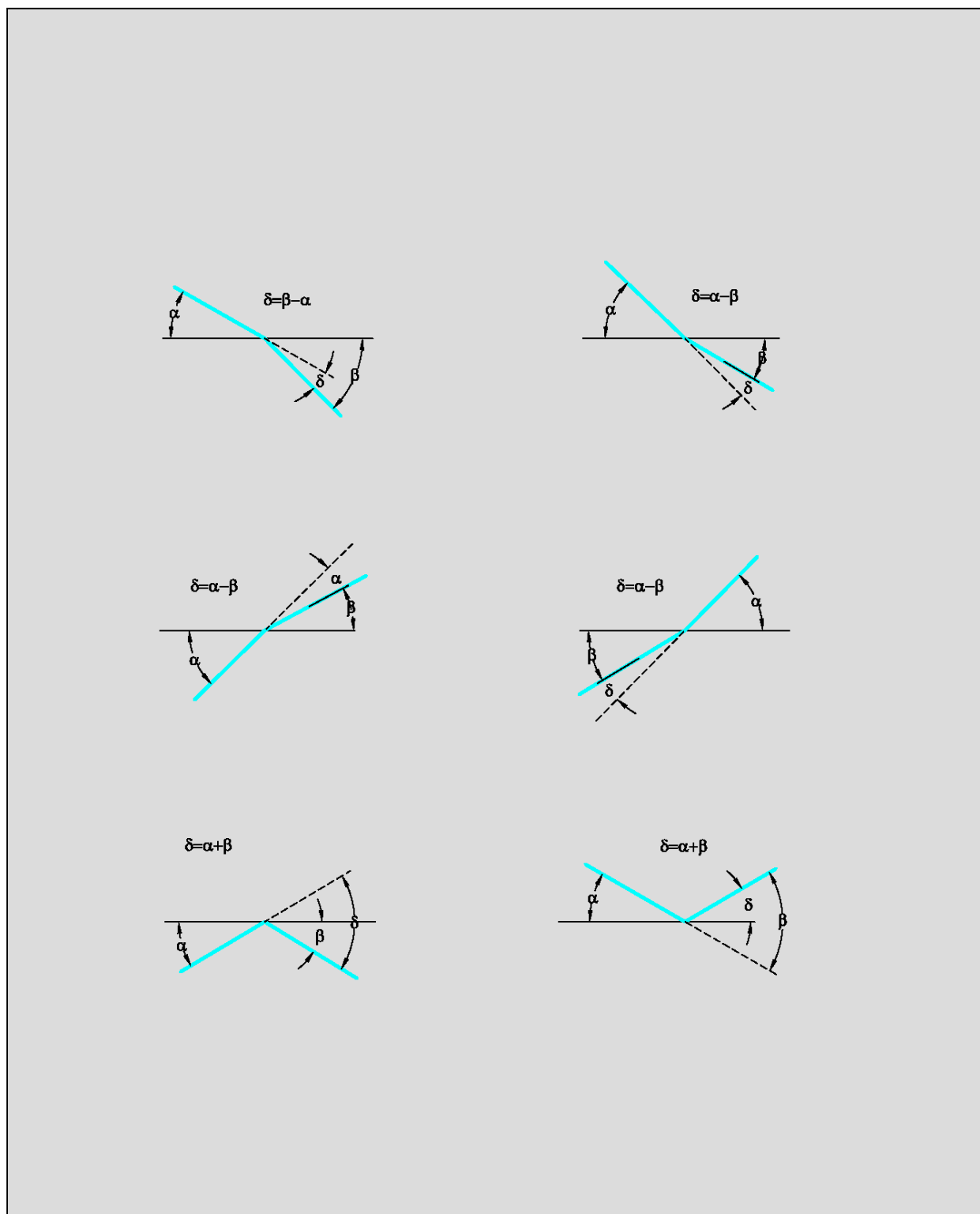



Figura 104 – Medidas da diferença algébrica máxima

Tabela 56 - Diferença algébrica máxima para as inclinações transversais em interseções

Velocidade de projeto da curva do terminal (km/h)	Diferença algébrica máxima das declividades (%)
≤ 30	5 a 8
40 a 50	5 a 6
≥ 60	4 a 5

8.5.6.4 Desenvolvimento da superelevação nos terminais

Procedimentos Gerais

Nos ramos projetados para velocidade de 70 km/h ou menos, as taxas de superelevação deverão obedecer o indicado na Tabela 54. Para velocidades maiores que 70 km/h deve-se adotar os valores de superelevação das vias contínuas, constantes dos gráficos das Figuras 5.4.5.3 a 5.4.5.7 do *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais*, DNER, 1999.

Normalmente o perfil da rodovia é projetado primeiro e o perfil do ramo é desenvolvido em função da superelevação. Isto é feito selecionando alguns pontos de controle no bordo da rodovia, adotando-se valores de superelevação de acordo com os limites recomendados e lançando um greide fluente para o bordo do ramo. A drenagem pode ser um controle adicional, principalmente quando há meios-fios.

No projeto de uma rodovia as faixas de tráfego direto podem ser consideradas fixas em perfil e declividade transversal. Quando a curva de saída se separa da via principal, o bordo do ramo que se alarga pode variar gradualmente em elevação em relação ao bordo da rodovia principal. Pouco depois que se atinge a largura total do ramo de saída, um nariz de aproximação separa os dois pavimentos. Quando a curva de saída é mais fechada, sem taper ou curva de transição, pouca superelevação pode ser conseguida antes do nariz, devido à pouca distância disponível. Após o nariz, dependendo do comprimento do ramo de saída, geralmente se consegue a superelevação necessária. Quando a curva do ramo se afasta gradualmente da rodovia, pode ser necessário um tratamento mais detalhado da superelevação.

O método a empregar para desenvolver a superelevação nos terminais é ilustrado nas Figuras 105 e 108. A Figura 105 mostra a variação da inclinação transversal quando a curva de saída está em um trecho em tangente. Entre as seções *A* e *B* a inclinação da rodovia é mantida. A largura adicional é pequena, menor que 1,00 m, e este modo de proceder simplifica a construção. Além de *B*, pode-se ir aumentando a inclinação transversal na faixa auxiliar até *C*. Em *D*, já um pouco

após ser atingida a largura total da pista de saída, pode-se usar valores ainda maiores de inclinação transversal. A partir daí, pode-se utilizar o trecho entre o bordo da rodovia principal e o bordo esquerdo da pista de saída para ajudar na composição da superelevação (seção *E*).

A Figura 106 ilustra o caso em que a rodovia principal e a pista de saída têm o mesmo sentido de curvatura. A superelevação desejada na pista de saída, geralmente maior que na rodovia principal, pode ser atingida em uma distância menor. Em *C*, a superelevação da rodovia principal é estendida por toda a seção já alargada. Em *D*, um pouco após ser atingida a largura total da pista de saída, pode-se ter três valores distintos de superelevação: na rodovia, no pequeno trecho de seção entre o bordo da rodovia e o bordo esquerdo da pista de saída, e na pista de saída. Em *E* atingi-se então o valor total da superelevação desejada para a pista de saída.

Uma situação menos favorável ocorre quando se tem curvaturas opostas na rodovia e na pista de saída, como na Figura 107. Dependendo da superelevação da rodovia principal, pode ser necessário ir desfazendo aos poucos a superelevação a partir de *B*. Em *D* já se atingiu 0%, começando então a ser introduzida a superelevação em sentido contrário, necessária na pista de saída.

Em projetos com faixa de desaceleração de tipo paralelo, conforme Figura 108, parte da mudança da superelevação pode ser feita ao longo da faixa de desaceleração. Normalmente mais da metade da superelevação necessária pode ser conseguida na seção *D*, e o restante logo depois do nariz.

Os mesmos procedimentos podem ser aplicados para os terminais de entrada, levando-se em conta as diferenças dos detalhes do nariz de aproximação. Nos terminais de saída deve-se projetar o nariz com raio maior e afastado da rodovia principal, e nos terminais de entrada com raio pequeno e rente à rodovia principal.

Transição da Superelevação e Controle do Greide

A variação da superelevação ao longo da faixa auxiliar de largura variável e do restante do terminal não deve ser abrupta. O projeto deve atender os limites indicados nas Tabelas 54, 55 e 56.

Um método que atende de maneira satisfatória as condições de dirigibilidade, conforto e aparência nas áreas de transição, consiste em estabelecer uma taxa fixa de variação da

superelevação com o comprimento. Em um trecho de largura constante, a diferença entre os greides do eixo de rotação e do bordo da pista auxiliar é uma função da distância do bordo ao eixo de rotação e do comprimento do trecho. Considere-se o exemplo da Figura 105, em que a curva limite do ramo tem o raio de 70 m, correspondente à velocidade de projeto de 50 km/h. A Tabela 55 indica que para atender a rampa máxima de superelevação admissível de 0,65%, a variação máxima da superelevação em 20 m é 3,7%, para uma faixa de rolamento de 3,50 m.

Por tentativas pode-se chegar a valores que se considerem mais adequados para os valores de superelevação, de diferenças algébricas em faixas adjacentes e de greides dos ramos de entrada ou saída.

Não há inconveniente em admitir alguma descontinuidade na variação do greide da rodovia para o ramo, mas essa quebra de greide (diferença entre declividades de rampas sucessivas) nunca deve ultrapassar 0,5%, valor máximo permitido pelas normas. Admite-se que essa diferença não causa desconforto nas velocidades usuais.

Para o projeto em perfil das concordâncias com os terminais, um bom método prático consiste em desenhar inicialmente o perfil do bordo do ramo passando com uma curva contínua pelos pontos fixos de controle. O perfil poderá ser desenhado em escala vertical mais deformada que o habitual (de 1/15 a 1/25), com as cotas de controle das inclinações transversais e larguras proporcionadas.

Pode ser dispensado o cálculo rigoroso desses perfis de concordância, já que os modernos sistemas de desenho possibilitam a leitura direta das cotas, permitindo atender as tolerâncias exigidas pela construção. Mais importante do que a rígida obediência aos valores recomendados é a obtenção de um perfil contínuo e fluente, esteticamente agradável, para os bordos da pista, que não pareça distorcido para o motorista.

É importante verificar se nos trechos de concordâncias das pistas, por motivo das compatibilizações efetuadas, ocorrem pontos baixos que possam acumular água, ou seções com greides excessivamente suaves, que não permitam o escoamento adequado das águas superficiais.

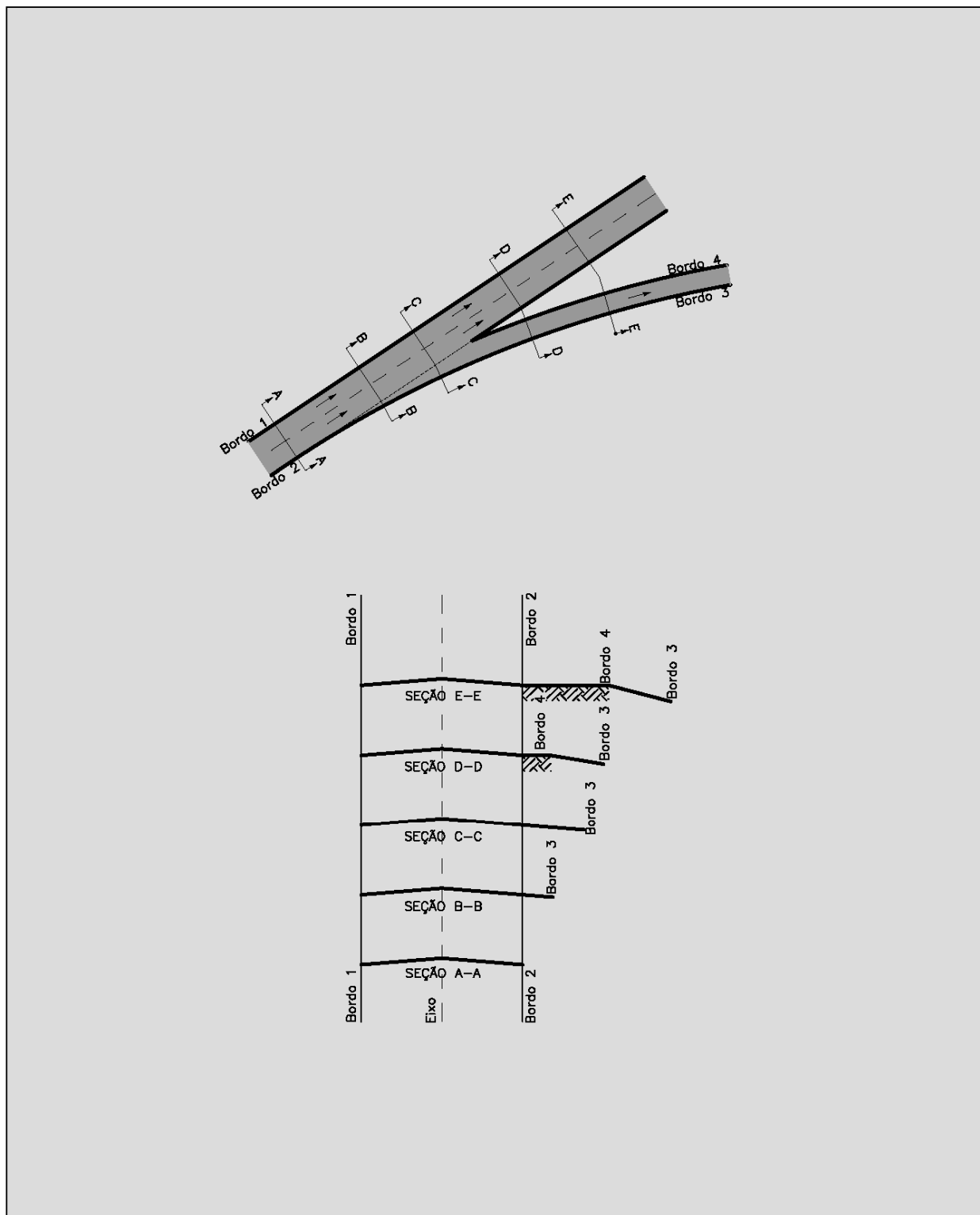



Figura 105 – Desenvolvimento da superelevação nos terminais de conversão (Curva de saída em um trecho em tangente)

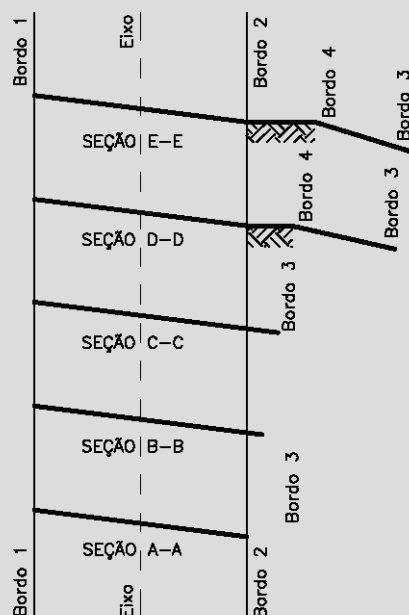
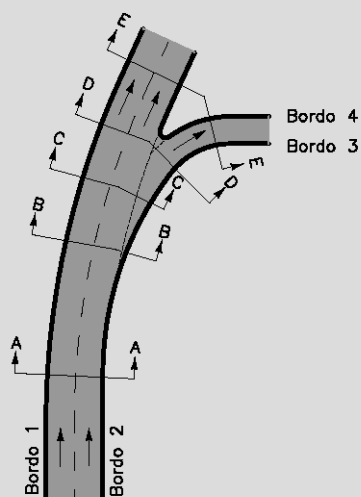



Figura 106 - Desenvolvimento da superelevação nos terminais de conversão (Rodovia e pista de saída com o mesmo sentido de curvatura)

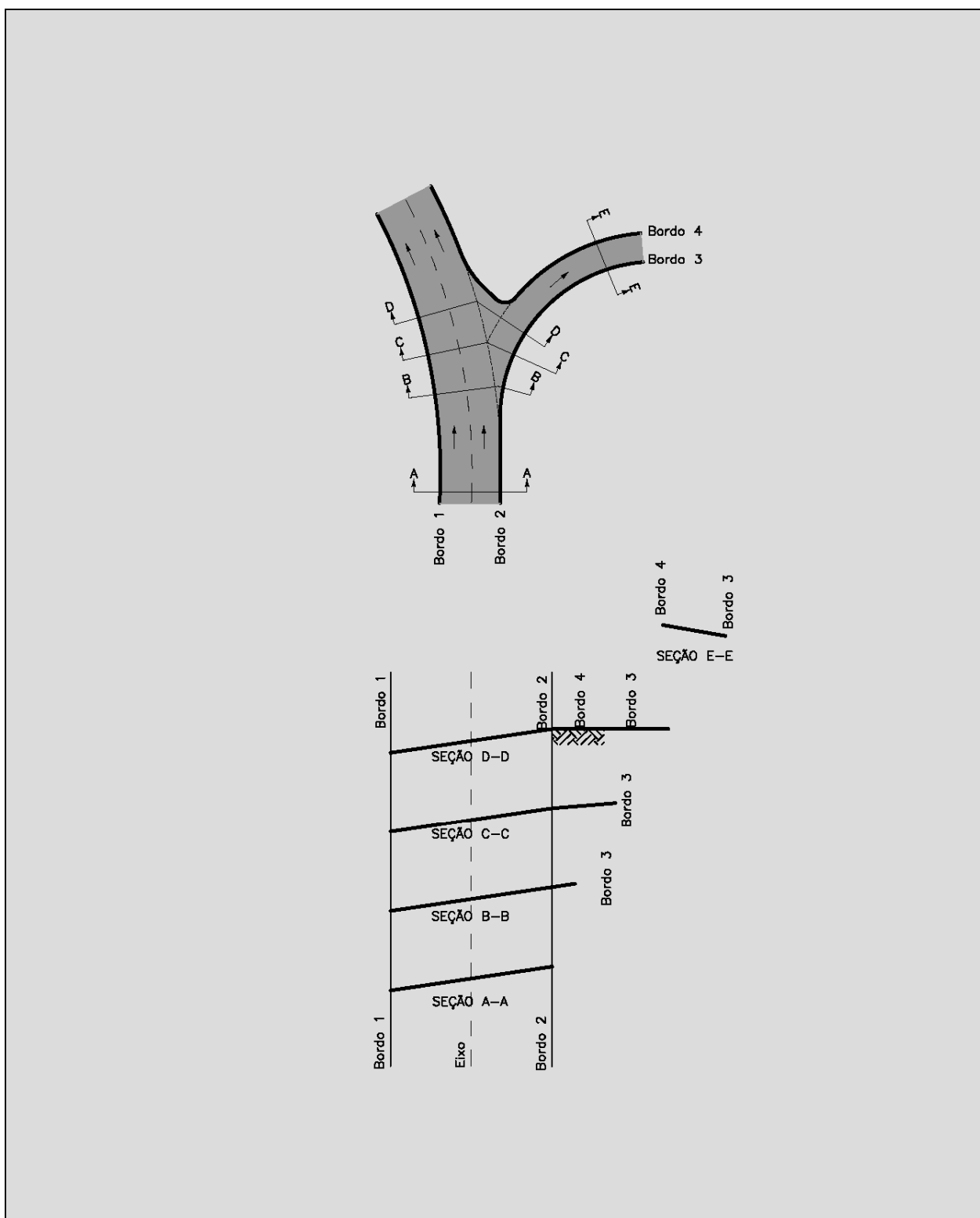



Figura 107 - Desenvolvimento da superelevação nos terminais de conversão (Curvas de sentidos opostos na rodovia e na pista de saída)

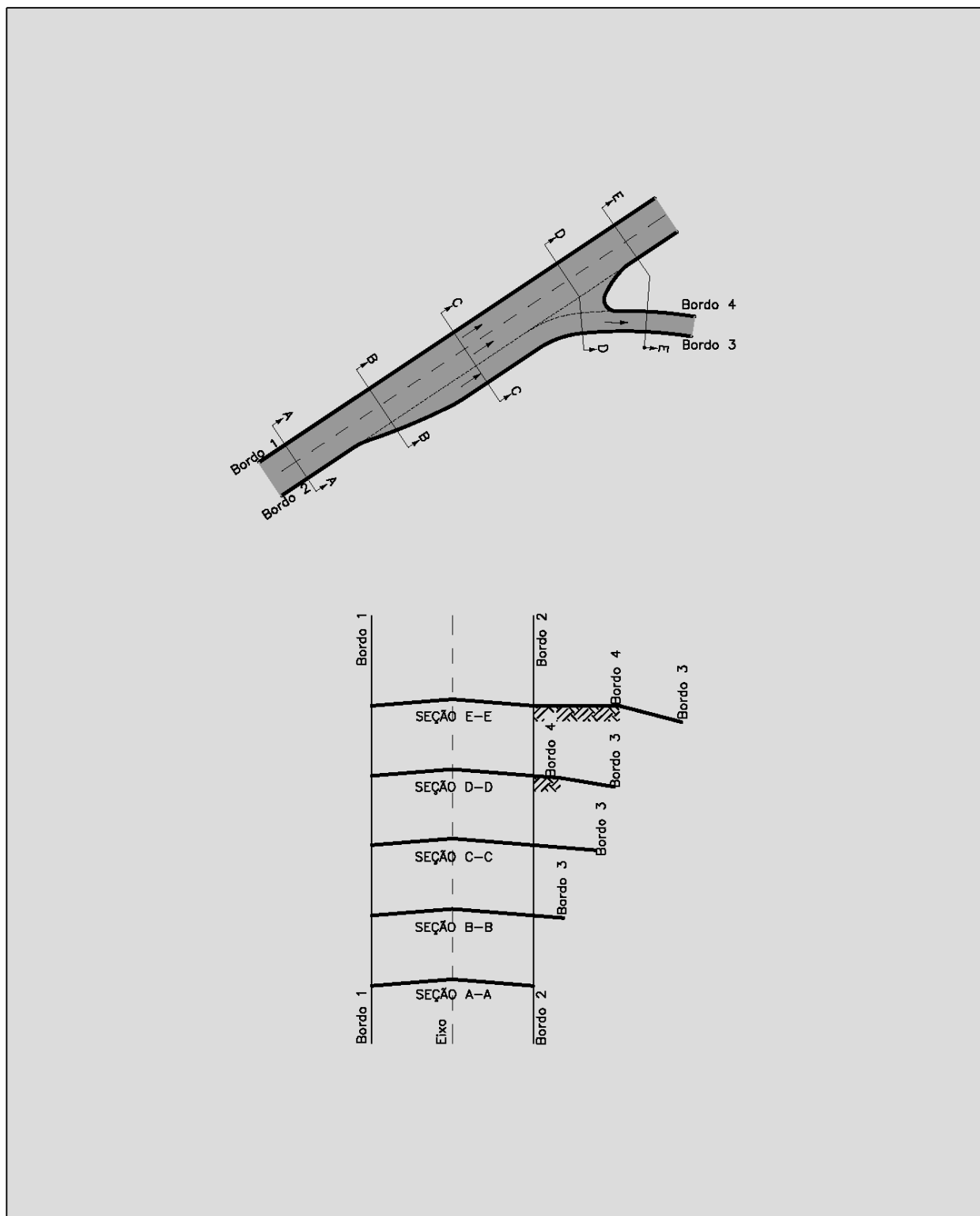



Figura108 - Desenvolvimento da superelevação nos terminais de conversão (Projeto com faixa de desaceleração do tipo paralelo)

8.5.7 Curvas verticais

8.5.7.1 Parábola simples

A função das curvas verticais é concordar as tangentes verticais dos greides. Normalmente, serão adotadas parábolas do 2º grau. Essas parábolas são definidas pelo seu parâmetro de curvatura K, que traduz a taxa de variação da declividade longitudinal na unidade do comprimento, estabelecida para cada velocidade. O valor de K representa o comprimento da curva no plano horizontal, em metros, para cada 1% de variação na declividade longitudinal. Os comprimentos L das curvas de concordância vertical são obtidos multiplicando os valores do parâmetro K pela diferença algébrica A, em percentagem, das rampas concordadas, ou seja, L = K.A. Para facilitar de cálculo e locação, os valores adotados para L são geralmente arredondados para múltiplos de 20 metros.

A concordância de rampas em sentido opostos mediante curvas verticais com elevados valores de K conduz a que haja um trecho adjacente ao ponto mais baixo ou mais alto da curva com declividades muito reduzidas. Tal circunstância pode causar dificuldades de drenagem nesse trecho, principalmente se este for dotado de meio-fios ou se ocorrem recalques diferenciais que contrabalancem a declividade transversal. Considerando 0,35% o valor mínimo absoluto de rampa para fins de drenagem e limitando a 30 metros a extensão do referido trecho com declividades inferiores a 0,35%, decorre que o valor de K acima do qual a drenagem deverá receber maior atenção é: 30 = 0,7K, ou seja, K = 43.

Os valores de K são estabelecidos levando simultaneamente em conta a máxima aceleração centrífuga admissível, a menor distância de visibilidade requerida e um valor mínimo absoluto que considera aspectos de visibilidade e aparência.

8.5.7.1.1 Critério da máxima aceleração centrífuga admissível

A aceleração centrífuga admissível “a” em curvas verticais decorrente do movimento do veículo não deve ultrapassar determinadas percentagens da aceleração da gravidade terrestre “g”. Procura-se assim limitar o desconforto a que ficam sujeitos motorista e passageiros devido à variação da aceleração radial (perpendicular à pista), tanto em curvas verticais côncavas (onde a aceleração da gravidade terrestre e a aceleração centrífuga se somam: g + a), como naquelas convexas (onde as referidas aceleração são subtrativas, gerando um certo efeito de flutuação: g – a).

Os valores mínimos de K que levam em conta este critério são obtidos pela fórmula a seguir:

$$K_{min} = \frac{V^2}{1296\ a}$$

onde:

K = parâmetro da parábola (m)

V = velocidade (km/h)

a = aceleração centrífuga admissível (m/s^2)

Os valores admissíveis para "a" situam-se entre 1,5 e 5,0% da aceleração da gravidade, conforme se trate, respectivamente, de rodovia de elevado ou de reduzido padrão.

A Tabela 57 apresenta os valores de K correspondentes a cada velocidade diretriz para os casos extremos de aceleração centrífuga admissível.

Tabela 57 – Valores de K segundo aceleração centrífuga admissível (m)

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
a = 1,5% g	4,72	8,39	13,11	18,88	25,69	33,56	42,47	52,44	63,45	75,51
a = 5,0% g	1,42	2,52	3,93	5,66	7,71	10,07	12,74	15,73	19,03	22,65

8.5.7.1.2 Critério da distância de visibilidade de parada

a) Curvas verticais convexas

O critério recomendado para as curvas verticais convexas requer que um motorista com um campo de visão situado a 1,10 m acima do plano da pista enxergue um objeto situado sobre a pista com 0,15 m de altura. Nessas condições, o valor do comprimento da projeção horizontal da parábola de concordância é calculado pelas seguintes fórmulas:

$$L_{min} = \frac{AD^2}{100\left(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2}\right)^2} \qquad \text{para} \quad L_{min} \geq D$$

$$L_{min} = 2D - \frac{200\left(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2}\right)^2}{A} \qquad \text{para } L_{min} \leq D$$

onde:

L_{min} = comprimento da concordância vertical necessária (m)

D = distância de visibilidade de parada adotada (m)

h_1 = altura do olho do motorista (m)

h_2 = altura do objeto situado sobre a pista (m)

A = diferença algébrica dos greides (%)

Como L = KA, para o valor h_1 = 1,10 m e h_2 = 0,15 m, resulta:

$$K_{min} = \frac{D^2}{412} \qquad \text{para } L_{min} \geq D$$

$$K_{min} = \frac{2D}{A} - \frac{412}{A^2} \qquad \text{para } L_{min} \leq D$$

b) Curvas verticais côncavas

Durante o dia e no caso de pistas iluminadas artificialmente, não ocorrem de modo geral problemas de visibilidade. Bastaria nesses casos atender aos critérios da máxima aceleração centrífuga admissível e do mínimo valor absoluto. Recomenda-se, entretanto, por questões de uniformidade e aparência geral, adotar os valores necessários por motivos de visibilidade, conforme abordado a seguir.

Para pistas não iluminadas, aplica-se o critério da visibilidade noturna, ou seja, a pista deve ser iluminada à distância de visibilidade de parada pelo farol do veículo, por hipótese situada a 0,61m acima do plano da pista, supondo que seu facho luminoso diverge de 1º do eixo longitudinal do veículo. Pressupõe-se que o farol tenha intensidade suficiente para iluminar a pista àquela distância, embora não tenha sido estabelecido um valor de iluminamento mínimo.

Nessas condições, o valor do comprimento da projeção horizontal da parábola de concordância é calculado pelas fórmulas:

$$L_{min} = \frac{AD^2}{200\ (H + D\ t_g\alpha)} \qquad \text{para } L_{min} \geq D$$

$$L_{min} = 2D - \frac{200\ H + D\ t_g\alpha}{A} \qquad \text{para } L_{min} \leq D$$

onde:

L_{min} = comprimento da concordância vertical necessária (m)

A = diferença algébrica dos greides (%)

D = distância de visibilidade de parada adotada (m)

H = altura do farol do veículo (m)

α = ângulo de divergência do fecho luminoso em relação ao eixo longitudinal do veículo

Os valores de K_{min} resultantes são:

$$K_{min} = \frac{D^2}{200\left(H + Dt_g\alpha\right)} \qquad \text{para } L_{min} \geq D$$

$$K_{min} = \frac{2D}{A} - \frac{200\ H + Dt_g\alpha}{A} \qquad \text{para } L_{min} \leq D$$

Para os valores H = 0,61m e α = 1º resulta então:

$$K_{min} = \frac{D^2}{122 + 3{,}5D} \qquad \text{para } L_{min} \geq D$$

$$K_{min} = \frac{2D}{A} - \frac{200 \times 0{,}61 + 0{,}0175D}{A^2} \qquad \text{para } L_{min} \leq D$$

A Tabela 58 apresenta os valores de K arredondados para números inteiros em função das velocidades diretrizes e das distâncias de visibilidade de parada mínima e desejáveis para o caso de L $\geq$ D.

Tabela 58 - Valores de K segundo distância de visibilidade de parada

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Curvas verticais convexas										
K – Mínimo	2	5	9	14	20	29	41	58	79	102
K – Desejável	2	5	10	18	29	48	74	107	164	233
Curvas verticais côncavas										
K – Mínimo	4	7	11	15	19	24	29	36	43	50
K – Desejável	4	7	12	17	24	32	42	52	66	80

As Figuras 109 e 110, ao final deste item apresentam gráficos que permitem obter os comprimentos mínimos das curvas verticais convexas em função da diferença algébrica das rampas e da velocidade. As Figuras 111 e 112, por sua vez, referem-se analogamente a curvas verticais côncavas. Nessas figuras são levadas em consideração as modificações de fórmulas correspondente as hipóteses $L_{min} \geq D$ e $L_{min} \leq D$.

Figura 109 – Comprimentos das curvas verticais convexas (Condições mínimas)

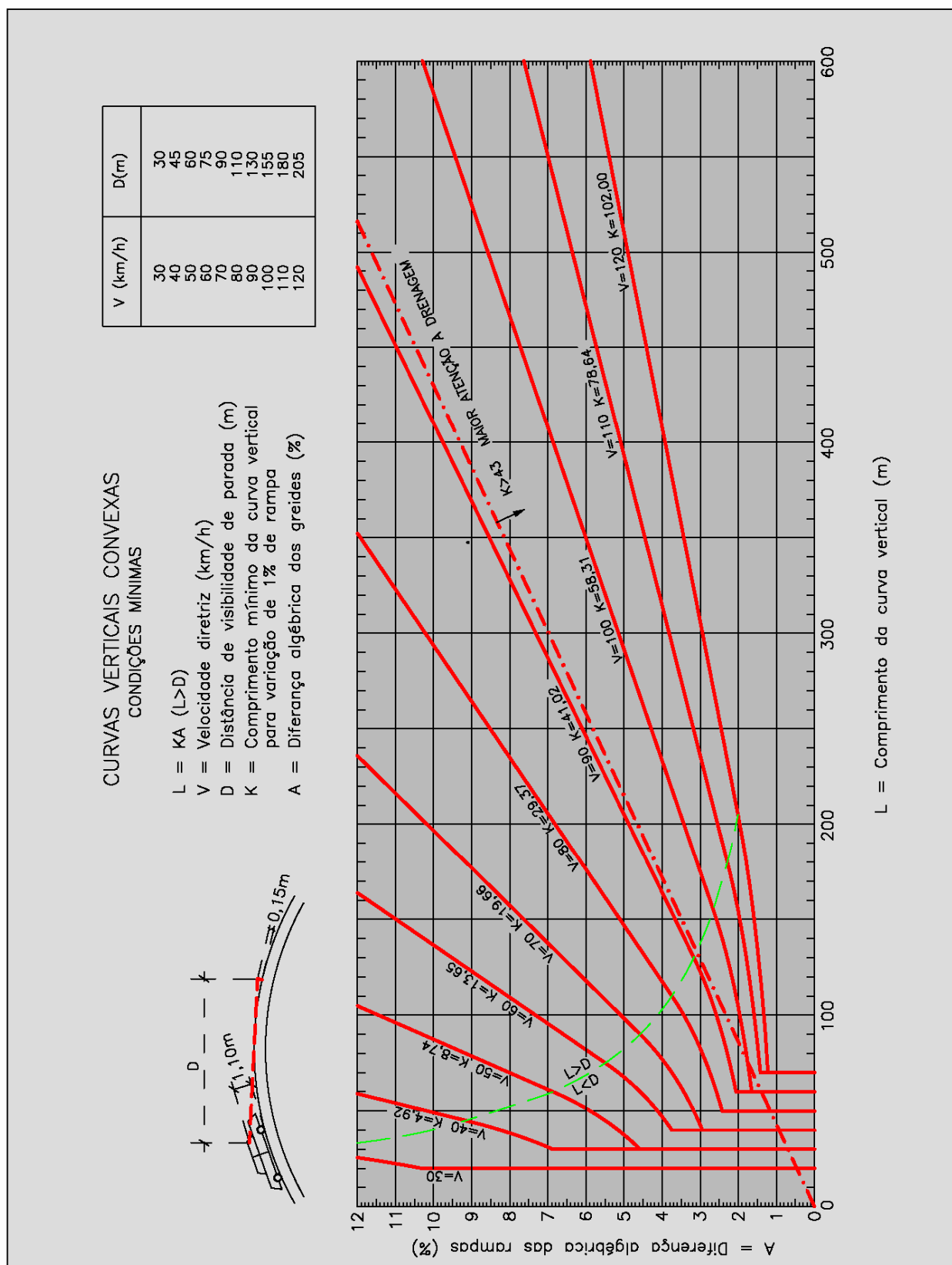
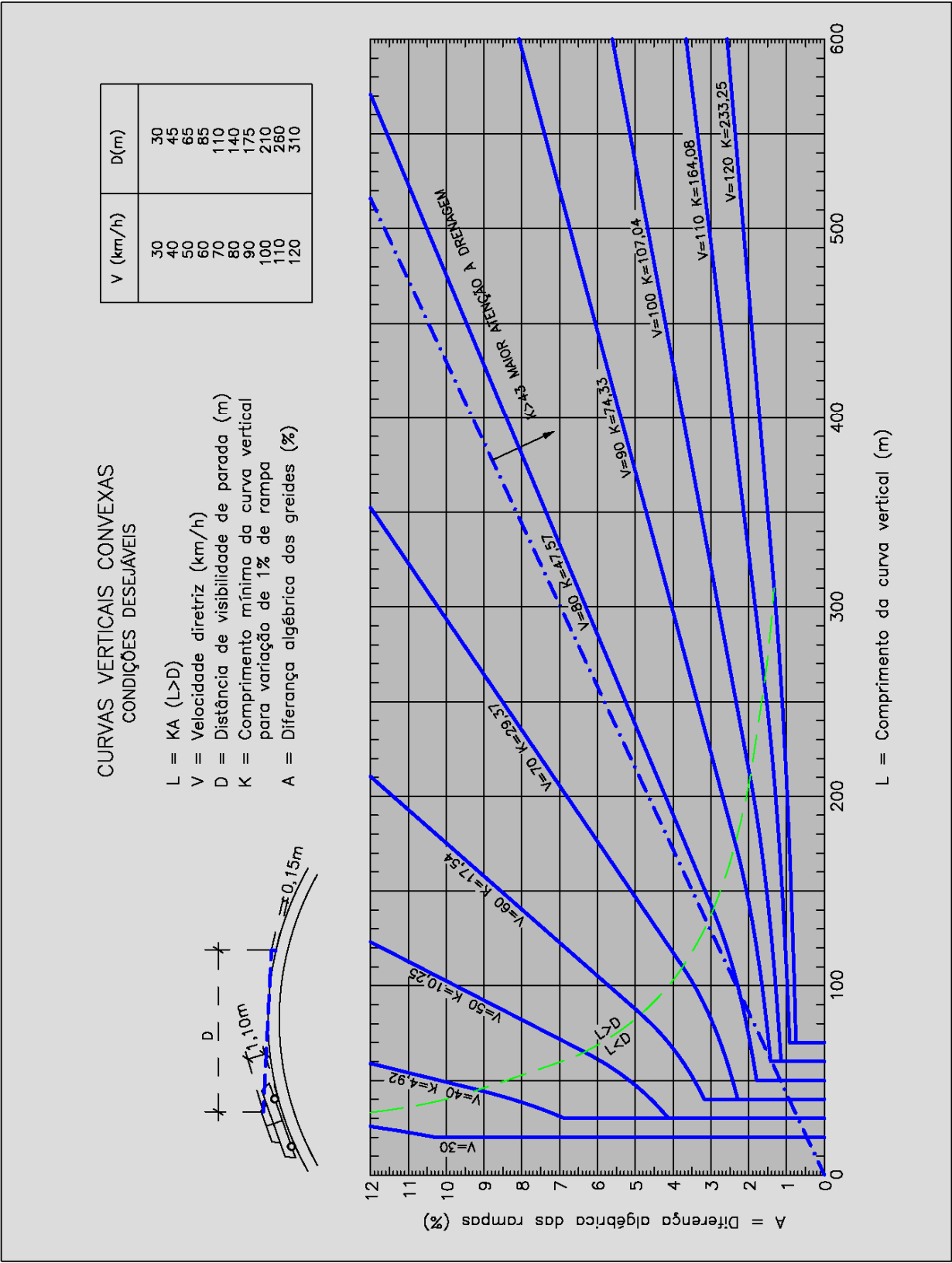



Figura 110 – Comprimentos das curvas verticais convexas (Condições desejáveis)

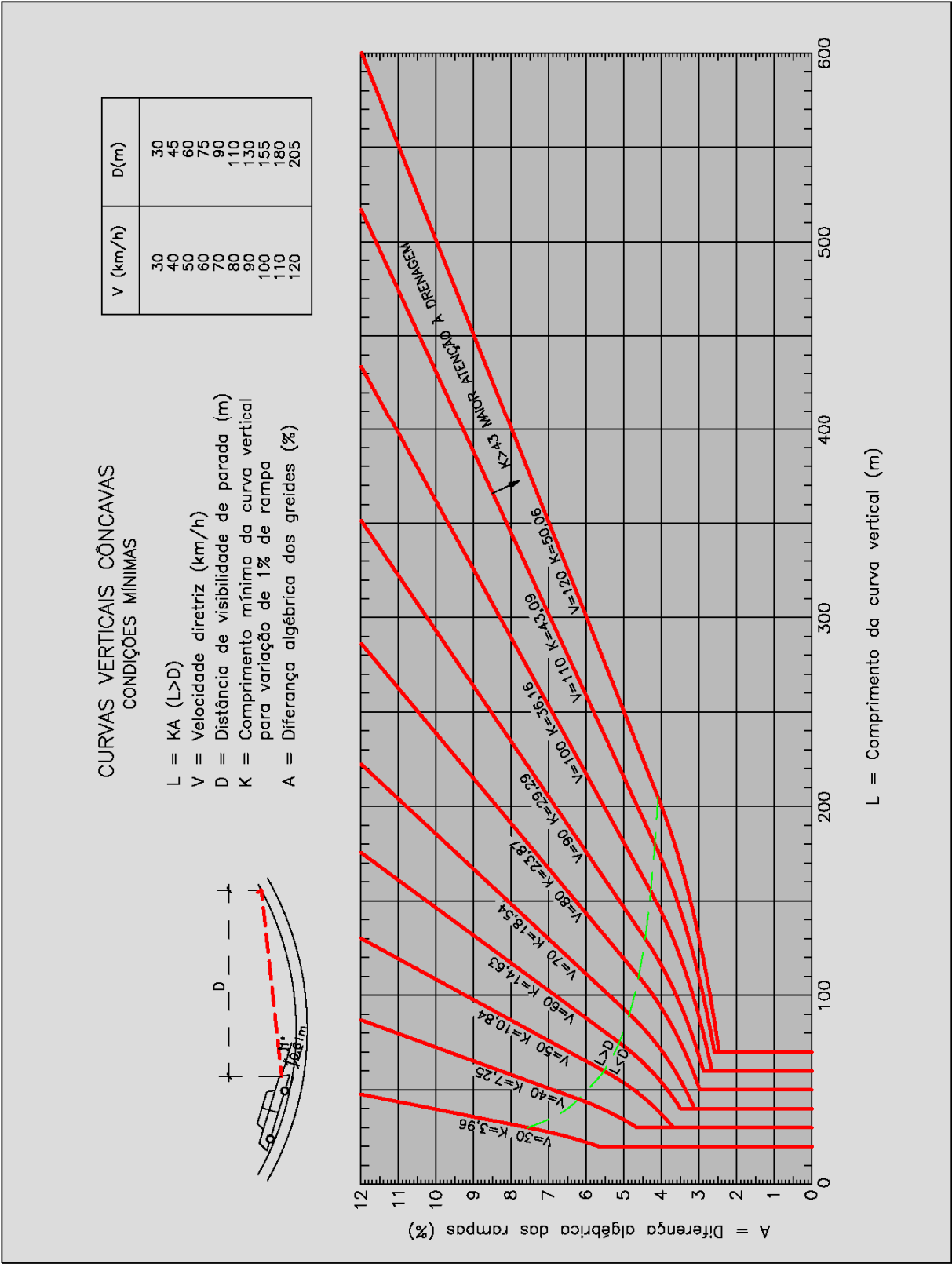



Figura 111 - Comprimentos das curvas verticais convexas (Condições mínimas)

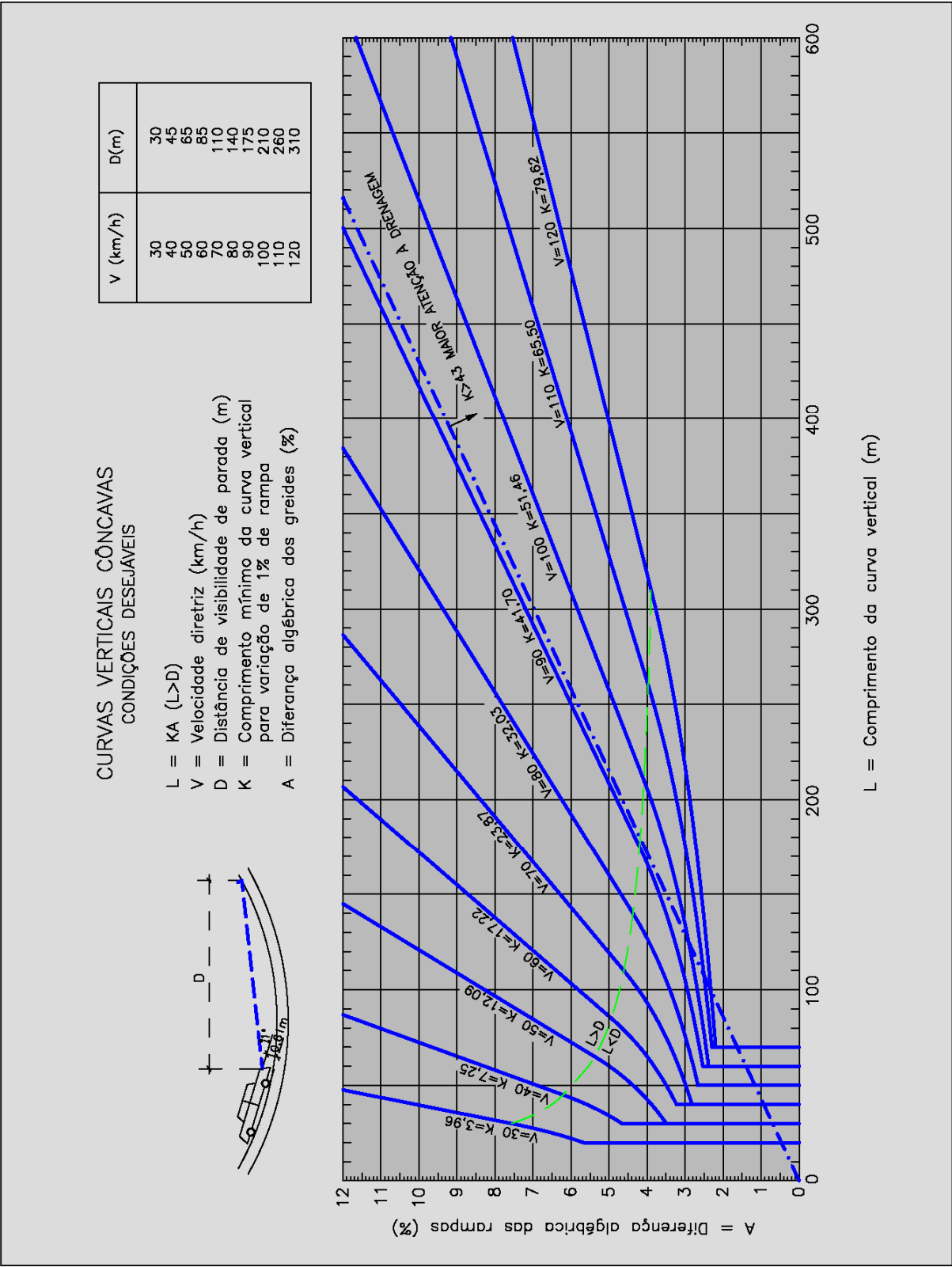



Figura 112 – Comprimentos das curvas verticais côncavas (Condições desejáveis)

8.5.7.1.3 Critério do mínimo valor absoluto

O comprimento mínimo das curvas verticais deve permitir ao motorista perceber a alteração de declividade longitudinal sendo percorrida. Adotando para essa percepção um período de tempo mínimo de 2 segundos, o comprimento mínimo L da curva vertical é dado pela fórmula a seguir, que fornece valores que também atendem a considerações de aparência geral:

$$L_{min} = 0,6\ V \qquad \text{(L em metros e V em km/h)}$$

Esses valores, arredondados para fins de projeto, foram considerados nas Figuras 109 a 112, e apresentados como linhas verticais na parte esquerda de cada figura.

8.5.7.2 Parábola composta

A distância que a vista de um observador alcança em uma rodovia é geralmente limitada pelas curvas de concordância vertical. As curvas de concordância convexa limitam essa distância quer de dia, quer de noite. As curvas côncavas exercem esse efeito apenas à noite. Para calcular esses valores limites, as *Normas para o Projeto de Estradas de Rodagem* do DNER fixam os seguintes parâmetros:

- altura dos olhos do motorista: 1,10 m.
- altura do objeto situado na pista: 0,15 m.
- altura dos eixos dos faróis do veículo: 0,61 m.
- ângulo de dispersão do raio luminoso: divergindo 1º do eixo longitudinal.

No projeto de interseções rodoviárias a interferência de ramos que se interceptam freqüentemente dificulta o projeto de concordâncias verticais com a distância de visibilidade recomendável.

Verifica-se em muitos casos que a adoção de dois ramos sucessivos de parábola de 2º grau, de eixos verticais, com mesmo sentidos de curvatura e tangentes no ponto de contacto, apresenta maior facilidade de implantação que um ramo único de parábola. Esse conjunto, chamado de Parábola Composta, não apresenta dificuldades para projetar, mas sua distância de visibilidade não é simples de calcular. Para possibilitar a determinação prática dessas distâncias foi desenvolvido programa de processamento que simula um observador se deslocando ao longo do eixo da rodovia e calcula a intervalos fixos e sucessivos sua distância de visibilidade. Verifica-se que ao se deslocar na curva vertical essa distância de visibilidade decresce até atingir um valor mínimo, quando então volta a crescer. O valor mínimo é a distância de visibilidade procurada.

8.5.7.2.1 Distância de visibilidade nas curvas verticais compostas convexas

A distância de visibilidade de parada é medida pela projeção horizontal do segmento de reta tangente à curva vertical que liga os olhos do observador (visibilidade diurna), ou os faróis do veículo (visibilidade noturna) ao extremo superior do objeto. Essa distância geralmente não é constante, devendo ser pesquisado o seu valor mínimo.

O estudo que se segue foi desenvolvido para concordância com parábolas do segundo grau de eixo vertical, simples ou compostas. Para proceder aos cálculos adota-se para origem dos eixos x e y o PCV da curva. Na Figura 113 que se segue são apresentados os elementos da concordância vertical.

Figura 113 – Elementos da curva vertical composta convexa

Distância de visibilidade diurna

Da figura tem-se as seguintes relações entre os elementos e equações:

Adota-se para inclinação longitudinal no ponto de tangência dos dois ramos de parábola o valor "i_s", definido pela equação que se segue:

$$i_s = \frac{i_1 L_1 + L_2}{L_1 + L_2}$$

Definem-se as variáveis auxiliares: $D_i = i_1 - i_2$, $D_{1s} = i_1 - i_s$, $D_{s2} = i_s - i_2$

Reta r_1: $y = i_1 x$ (para $x \leq 0$)

Curva c_1 : $i = -\frac{D_{1s}}{L_1} x + i_1$ $y = -\frac{D_{1s}}{2L_1} x^2 + i_1 x$ (para $0 \leq x \leq L_1$)

$$y_e = -\frac{D_{1s} L_1}{2} + i_1 L_1$$

Curva c_2 : $y = -\frac{D_{s2}}{2L_2}(x - L_1)^2 + i_s (x - L_1) + y_e$ (para $L_1 \leq x \leq L_1 + L_2$)

$$y = -\frac{D_{s2}}{2L_2}(x - L_1)^2 + i_s (x - L_1) - \frac{D_{1s} L_1}{2} + i_1 L_1$$

em que:

$$i = -\frac{D_{s2}}{L_2}(x - L_1) + i_s$$

Reta r_2: $y - y_{PTV} = i_2(x - L_1 - L_2)$; $y_{PTV} = i_1 L_1 + i_2 L_2$ (para $L_1 + L_2 \leq x$)

$y = i_2 x + L_1 (i_1 - i_2)$

$y = i_2 x + L_1 D_i$

onde:

L_1 = projeção horizontal da primeira parábola

L_2 = projeção horizontal da segunda parábola

i_1 = tangente do ângulo de inclinação longitudinal da tangente ao ponto inicial da primeira parábola

i_2 = tangente do ângulo de inclinação longitudinal da tangente ao ponto final da segunda parábola

i_s = tangente do ângulo de inclinação longitudinal da tangente ao ponto de tangência das suas parábolas

A combinação adequada das equações de r_1, c_1, c_2 e r_2 fornece a equação da linha definidora do leito da rodovia. Essa função será designada como *Solo(x).*

Se $x < 0 \Rightarrow Solo(x) = r_1(x)$

Se $0 \leq x < L_1 \Rightarrow Solo(x) = c_1(x)$

Se $L_1 \leq x < L_1+L_2 \Rightarrow Solo(x) = c_2(x)$

Se $L_1+L_2 \leq x \Rightarrow Solo(x) = r_2(x)$

O raio visual do observador está indicado no desenho por *Raio Visual*. Para determinar a distância de visibilidade em um ponto da curva vertical toma-se um ponto da curva, de coordenadas x_A e y_A e traça-se a reta tangente à curva. Sendo i_A o coeficiente angular da reta tangente, a equação do *Raio Visual* será então:

Raio Visual (x): $y = i_A (x - x_A) + y_A$

Os valores de i_A são calculados pelas fórmulas:

Se o ponto de tangência A está em c_1 tem-se a reta do Raio Visual esquerdo r_e, em que:

$$i_A = -\frac{D_{1s}}{L_1} x_A + i_1 \qquad (\text{para } 0 \leq x_A \leq L_1)$$

$$\text{Reta } r_e: \; y = \left(-\frac{D_{1s}}{L_1} x_A + i_1\right)(x - x_A) + y_A$$

Se o ponto de tangência A está em c_2 tem-se a reta do Raio Visual direito r_d, em que:

$$i_A = -\frac{D_{s2}}{L_2}(x_A - L_1) + i_s \qquad (\text{para } L_1 < x_A \leq L_1 + L_2)$$

$$\text{Reta } r_d: \; y = \left[-\frac{D_{s2}}{L_2}(x_A - L_1) + i_s\right](x - x_A) + y_A$$

Combinando adequadamente as equações *Solo(x)* e *Raio Visual(x)* obtém-se os valores de *x* correspondentes à altura *H* do olho do observador e à altura *h* do objeto.

a) Determinação dos Valores de x_{olho} (pontos em que entre o Solo e o Raio Visual se tem altura H).

- Hipóteses considerando o posicionamento do observador

Caso 1: *O ponto de tangência com o Solo está na curva c_1 e o olho do observador está na reta r_1 ($x_A \leq L_1$ e $x_H < 0$)*

Procura-se o valor x_H para o qual a diferença entre os valores de y em r_e e r_1 seja igual a H.

$$H = \left(-\frac{D_{1s}}{L_1} x_A + i_1\right)(x - x_A) + y_A - i_1 x$$

$x_H = (-H + D_{1s}x_A^2/L_1 - i_1x_A + y_A)/(D_{1s}x_A/L_1)$

Caso 2*: O ponto de tangência com o Solo está na curva c_1 e o olho do observador está na curva c_1 ($x_A \leq L_1$ e $0 < x_H$).*

Procura-se o valor x_H para o qual a diferença entre os valores de y em r_e e c_1 seja igual a H.

$$H = \left(-\frac{D_{1s}}{L_1} x_A + i_1\right)(x - x_A) + y_A + \frac{D_{1S}}{2L_1} x^2 - i_1 x$$

$x_H = x_A - (-x_A^2 + 2\,(i_1x_A - y_A + H)L_1/D_{1s})^{0,5}$

Caso 3*: O ponto de tangência com o Solo está na curva c_2 e o olho do observador está na reta r_1 ($L_1 < x_A \leq L_1 + L_2$ e $x_H < 0$)*

Procura-se o valor x_H para o qual a diferença entre os valores de y em r_d e r_1 seja igual a H.

$$\text{Reta } r_d: \; y = \left(-\frac{D_{S2}}{L_2}(x_A - L_1) + i_s\right)(x - x_A) + y_A$$

Substituindo na equação de r_d o coeficiente angular da reta por i_A, tem-se:

$$i_A = \left(-\frac{D_{S2}}{L_2}(x_A - L_1) + i_s\right)$$

Reta r_d: $y = i_A\,(x - x_A) + y_A$

$H = i_A (x - x_A) + y_A - i_1 x$

$x_H = (H + i_A x_A - y_A)/(i_A - i_1)$

***Caso 4**: O ponto de tangência com o Solo está na curva c_2 e o olho do observador está na curva c_1 ($L_1 < x_A \leq L_1 + L_2$ e $0 < x_H < L_1$)*

Procura-se o valor x_H para o qual a diferença entre os valores de y em r_d e c_1 seja igual a H.

Como no caso anterior, substitui-se por i_A o coeficiente angular de r_d.

$$i_A = (-\frac{D_{S2}}{L_2}(x_A - L_1) + i_s)$$

$$H = i_A (x - x_A) + y_A + \frac{D_{1s}}{2L_1} x^2 - i_1 x$$

$x_H = (L_1(-i_A+i_1) + (L_1^2(i_A-i_1)^2 - 2D_{1s}L_1(-i_A x_A + y_A - H))^{0,5})/D_{1s}$

$x_H = (L_1(-i_A+i_1) - (L_1^2(i_A-i_1)^2 - 2D_{1s}L_1(-i_A x_A + y_A - H))^{0,5})/D_{1s}$

O sinal será escolhido de modo que $0 < x_H < L_1$

***Caso 5**: O ponto de tangência com o Solo está na curva c_2 e o olho do observador está na curva c_2 ($L1 < x_A \leq L_1 + L_2$ e $L_1 < x_H < L_1 + L_2$).*

Procura-se o valor x_H para o qual a diferença entre os valores de y em r_d e c_2 seja igual a H.

Como no caso anterior substitui-se por i_A o coeficiente angular de r_d.

$$i_A = (-\frac{D_{s2}}{L_2}(x_A - L_1) + i_s)$$

$$H = i_A (x - x_A) + y_A + \frac{D_{s2}}{2L_2}(x - L1)^2 - i_s (x - L1) + \frac{D_{1s} L_1}{2} - i_1 L_1$$

$(D_{s2}/2L_2)x^2 + (-D_{s2}L_1/L_2 + i_A - i_s)x + (D_{s2}L_1^2/2L_2 - i_A x_A + i_s L_1 + y_A + D_{1s}L_1/2 - i_1 L_1 - H = 0$

$a = D_{s2}/2L_2$

$b = -D_{s2}L_1/L_2 + i_A - i_s$

$c = D_{s2}L_1^2/2L_2 - i_A x_A + i_s L_1 + y_A + D_{1s}L_1/2 - i_1 L_1 - H$

$x = (–b+(b^2–4ac)^{0,5})/2a$ e $x =(–b–(b^2–4ac)^{0,5})/2a$

O sinal será escolhido de modo que $L_1 < x_H < L_1 + L_2$

b) Determinação dos Valores de x_{objeto} (pontos em que entre o Solo e o Raio Visual se tem altura h).

- Hipóteses considerando o posicionamento do objeto

***Caso A**: O ponto de tangência com o Solo está na curva c_1 e o objeto está na curva c_1 ($x_A \leq L_1$ e $x_h < L_1$).*

Procura-se o valor x_h para o qual a diferença entre os valores de y em r_e e c_1 seja igual a h.

$$h = (-\frac{D_{1s}}{L_1} x_A + i_1)(x - x_A) + y_A + \frac{D_{1s}}{2L_1} x^2 - i_1 x$$

$x_h = x_A+(–x_A^2+2(i_1x_A–y_A+h)L_1/D_{1s})^{0,5}$

***Caso B**: O ponto de tangência com o Solo está na curva c_1 e o objeto está na curva c_2 ($x_A \leq L_1$ e $L_1 < x_h < L_1 + L_2$).*

Procura-se o valor x_h para o qual a diferença entre os valores de y em r_e e c_2 seja igual a h.

$$h = i_A (x - x_A) + y_A + \frac{D_{s2}}{2L_2}(x - L_1)^2 - i_s (x - L_1) + \frac{D_{1s} L_1}{2} - i_1 L_1$$

$a = D_{s2}/2L_2$

$b = –D_{s2}L_1/L_2+i_A–i_s$

$c = D_{s2}L_1^2/2L_2–i_Ax_A+i_sL_1+y_A+D_{1s}L_1/2–i_1L_1–h$

$x_h = (–b+(b^2–4ac)^{0,5}/2a$ ou $x_h = (–b–(b^2–4ac)^{0,5}/2a$

***Caso C**: O ponto de tangência com o Solo está na curva c_1 e o objeto está na reta r_2 ($x_A \leq L_1$, e $L_1 + L_2 < x_h$)*

Procura-se o valor x_h para o qual a diferença entre os valores de y em r_e e r_2 seja igual a h.

$h = (i_{A} - i_2)x - i_A\, x_A + y_A - L_1D_i$

$x_h = (-h - i_Ax_A + y_A - L_1D_i)/(-i_A + i_2)$

***Caso D**: O ponto de tangência com o Solo está na curva c_2 e o objeto está na curva c_2 ($L_1 + L_2 \leq x_A$, e $L_1 < x_h < L_1 + L_2$).*

Procura-se o valor x_h para o qual a diferença entre os valores de y em r_d e c_2 seja igual a h.

$$h = i_A(x - x_A) + y_A + \frac{D_{s2}}{2L_2}(x - L_1)^2 - i_s(x - L_1) + \frac{D_{1s}L_1}{2} - i_1L_1$$

$a = D_{s2}/2L_2$

$b = -D_{s2}L_1/L_2 + i_A - i_s$

$c = D_{s2}L_1^2/2L_2 - i_Ax_A + i_sL_1 + y_A + D_{1s}L_1/2 - i_1L_1 - h$

$x_h = (-b + (b^2 - 4ac)^{0,5}/2a$ ou $x = (-b - (b^2 - 4ac)^{0,5}/2a$

***Caso E**: O ponto de tangência com o Solo está na curva c_2 e o objeto está na reta r_2 ($L_1 + L_2 \leq x_A$, e $L_1 + L_2 < x_h$)*

Procura-se o valor x_h para o qual a diferença entre os valores de y em r_d e r_2 seja igual a h.

$h = (i_A - i_2)x - i_Ax_A + y_A - L_1D_i$

$x_h = (-h - i_Ax_A + y_A - L_1D_i)/(i_2 - i_A)$

Distância de Visibilidade Noturna

Durante a noite o motorista somente consegue ver o que os farois iluminam. Admite-se que os faróis estejam situados à altura de 0,61 metros do chão. Na verdade, tudo se passa como se os olhos do observador estivessem situados a 0,61 metros de altura. As distâncias de visibilidade são calculadas com as mesmas fórmulas já apresentadas para o caso diurno, fazendo H = 0,61 metros.

8.5.7.2.2 Distância de visibilidade nas curvas verticais compostas côncavas

As equações das retas inicial e final e das curvas da parábola composta não sofrem alteração (Figura114):

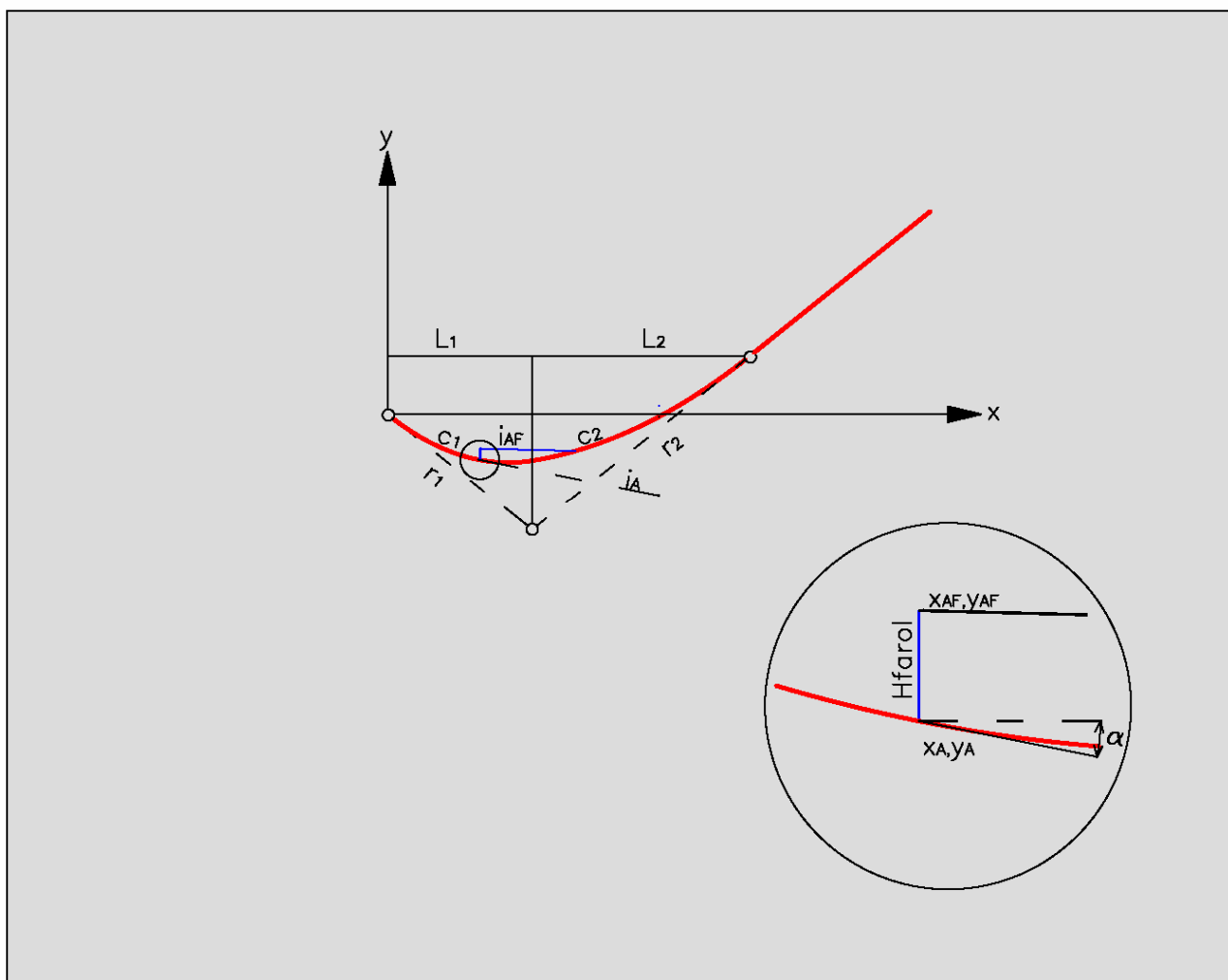



Figura 114 – Elementos da curva vertical composta côncava

Reta r1: y = i_1 x (para $x \leq 0$)

Curva c_1: $y = -\frac{D_{1s}}{2L_1} x^2 + i_1 x$ $\quad i = -\frac{D_{1s}}{L_1} x + i_1$ $\quad$ (*para* $0 \leq x \leq L_1$)

Curva c_2: $y = -\frac{D_{s2}}{2L_2}(x - L_1)^2 + i_s (x - L_1) - \frac{D_{1s} L_1}{2} + i_1 L_1$ $\quad$ (para $L_1 \leq x \leq L_1 + L_2$)

$i = (-\frac{D_{s2}}{L_2}(x - L_1) + i_s)$

Reta r_2: $L_1 + L_2 \leq x \quad y - y_{PTV} = i_2(x - L_1 - L_2)$; $\quad y_{PTV} = i_1L_1 + 1_2L_2$

$y = i_2x + L_1(i_1 - i_2)$ ou $\quad y = i_2x + L_1D_i$

Para o farol do veículo situado na perpendicular ao ponto (x_A , y_A) da curva tem-se os seguintes dados de interesse:

Coeficiente angular da tangente em (x_A , y_A)

$$\text{Na curva } c_1 \text{ se terá}: \; i_A = -\frac{D_{1s}}{L_1} x_A + i_1$$

$$\text{Na curva } c_2 \text{ se terá}: \; i_A = -\frac{D_{s2}}{L_2} x_A + i_s$$

O ângulo que a tangente a uma das curvas faz com a horizontal é α, do intervalo: -90º a +90º.

O eixo do raio luminoso partirá do centro do farol, de coordenadas x_A,$y_{AF,}$ em que:

Para a ordenada tem-se sempre $y_{AF} > y_A$ e cos α é sempre positivo.

$y_{AF} = y_A + H_{farol}$

A equação da reta que limita o alcance previsto para a dispersão com eficiência da luz do farol, prevista como de 1° acima da linha central será então:

$y - y_{AF} = tg(\alpha + 1°)(x - x_A)$

Designando por i_{AF} o coeficiente angular desta reta tem-se

$i_{AF} = (tg\alpha + tg1°)/(1 - tg\alpha tg1°)$

$i_{AF} = (i_A + tg1°)/(1 - i_A tg1°)$

$y = i_{AF}(x - x_A) + y_{AF}$

Esta equação será designada como equação do *Raio Visual*, já que delimita o alcance da visão.

A determinação das abcissas do ponto de interseção do *Raio Visual* com a linha do *Solo*, designadas por x_{objeto}, ou simplesmente x_O, permitirá calcular a distância de visibilidade procurada, que será definida pela diferença $x_O - x_A$.

Para pesquisar a distância mínima de visibilidade, que é definida como a distância de visibilidade da concordância, começa-se admitindo a linha dos faróis no ponto inicial da curva. Qualquer recuo do veículo aumentará a distância de visibilidade, como pode ser observado na Figura 115 que se segue. Observe que um recuo da linha indicativa da altura dos faróis para antes do PCV, resultará em um raio visual que envolve o anterior, aumentando a distância de visibilidade.

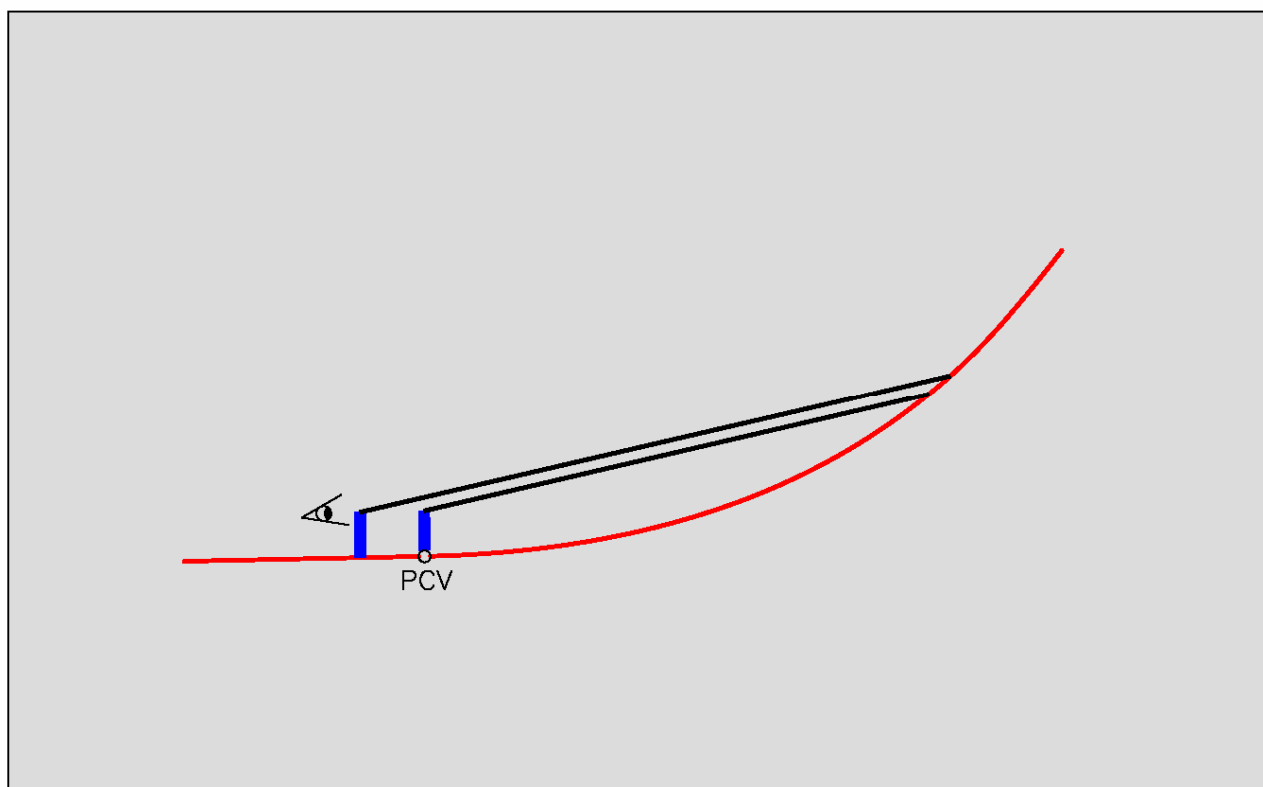



Figura 115 – Distância de visibilidade com recuo do observador em relação ao PCV

Ao ser percorrida a curva vertical côncava surgem quatro casos possíveis, ilustrados na Figura 116, que são analisados a seguir:

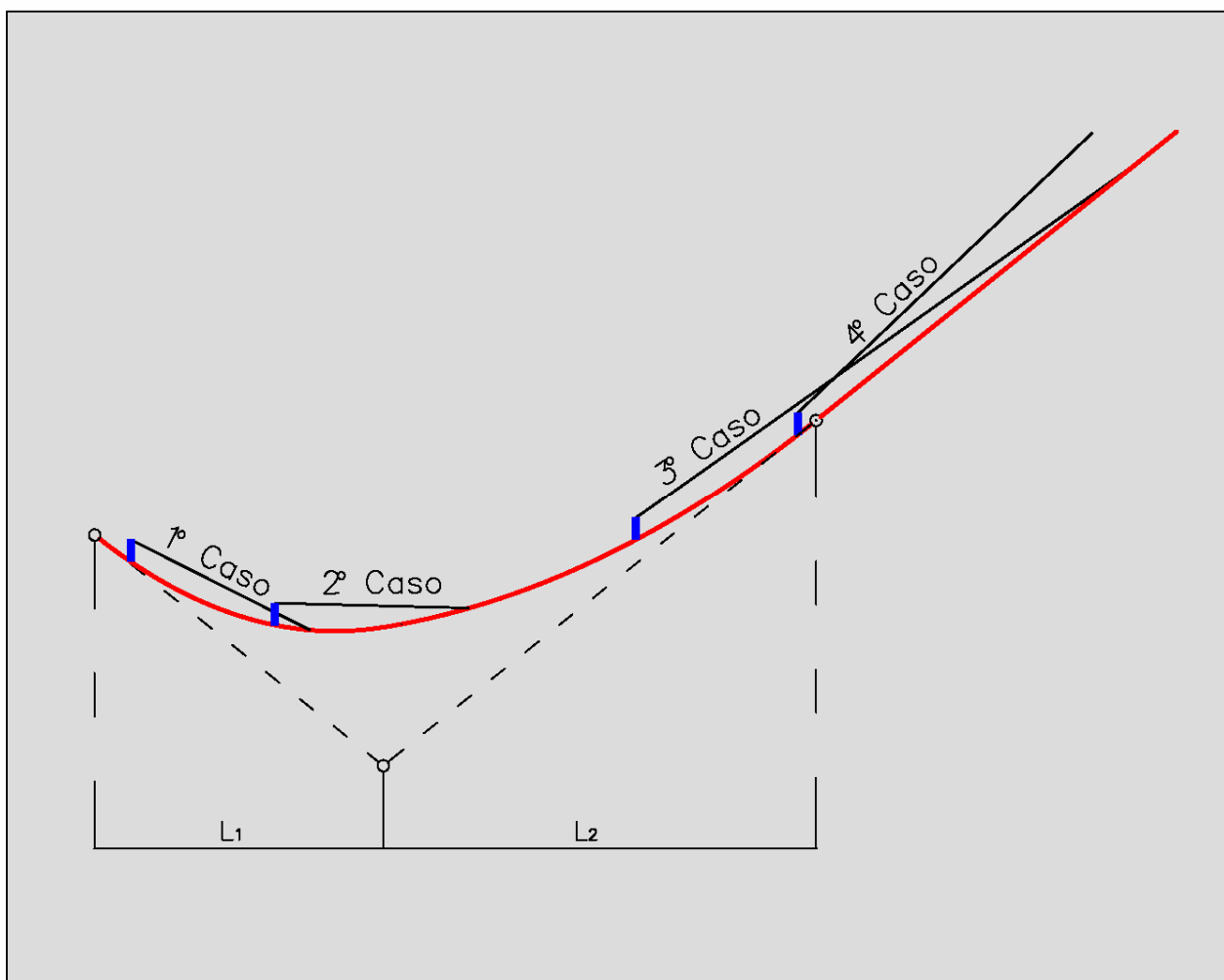



Figura 116 – Hipóteses considerando o posicionamento do observador e do objeto (Curvas compostas côncavas)

Caso 1: O ponto (x_A , y_A) está na curva c_1 e a interseção do Raio Visual com a linha do Solo também está na curva c_1. Tem-se $0 \leq x_O \leq L_1$.

Igualando os valores de y na equação de c_1 e do *Raio Visual* obtém-se:

$$-\frac{D_{1s}}{2L_1}x^2 + i_1 x = i_{AF}(x - x_A) + y_{AF}$$

$$\frac{D_{1s}}{2L_1}x^2 + (-i_1 + i_{AF})x + (-i_{AF}x_A + y_{AF}) = 0$$

Fazendo nessa equação

$$a = \frac{D_{1s}}{2L_1} x^2$$

$b = – i_1 + i_{AF}$

$c = –i_{AF}x_A + y_{AF},$ tem-se:

$x_O = (– b + (b^2 – 4ac)^{0,5})/2a$ ou $x_O = (– b – (b^2 – 4ac)^{0,5})/2a$

Deve ser escolhido o valor de $x_O > x_A$ ($0 \leq x_O \leq L_1$)

***Caso 2**: O ponto (x_A , y_A) está na curva c_1 ou na curva c_2 e a interseção do Raio Visual com a linha do Solo está na curva c_2. Tem-se $L_1 \leq x_O \leq L_1 + L_2$.*

A equação do raio visual, seja A situado na curva c1 ou na curva c2 será:

$Y = i_{AF}(x – x_A) + y_{AF}$

Igualando os valores de y na equação de c_2 e do *Raio Visual* obtém-se:

$$-\frac{D_{s2}}{2L_2}(x-L_1)^2 + i_s(x-L_1) - \frac{D_{1s}L_1}{2} + i_1L_1 = i_{AF}(x-x_A) + y_{AF}$$

$$-\frac{D_{s2}}{2L_2}x^2 + \left(\frac{D_{s2}L_1}{L_2} + i_s - i_{AF}\right)x + \left(-\frac{D_{s2}L_1}{2L_2} - i_sL_1 - \frac{D_{1s}L_1}{2} + i_1L_1 + i_{AF}x_A - y_{AF}\right) = 0$$

Fazendo nessa equação

$$a = -\frac{D_{s2}}{2L_2}$$

$$b = \frac{D_{s2}L_1}{L_2} + i_s - i_{AF}$$

$$c = -\frac{D_{s2}L_1^{\,2}}{2L_2} - i_sL_1 - \frac{D_{1s}L_1}{2} + i_1L_1 + i_{AF}x_A - y_{AF} = 0$$

$x_O = (– b + (b^2 – 4ac)^{0,5})/2a$ ou $x_O = (– b – (b^2 – 4ac)^{0,5})/2a$

Deve ser escolhido o valor de $x_O > x_A$ ($L_1 \leq x_O \leq L_1 + L_2$)

***Caso 3**: O ponto (x_A , y_A) está na curva c_1 ou na curva c_2 e a interseção do Raio Visual com a linha do Solo está na reta r_2. Tem-se $L_1 + L_2 < x_O$.*

Igualando os valores de y na equação de r_2 e do Raio Visual obtém-se:

$i_2x + L_1D_i = i_{AF}(x – x_A) + y_{AF}$

$(i_2 – i_{AF})x + (L_1D_i + i_{AF}x_A – y_{AF}) = 0$

$x_O = – (L_1D_i + i_{AF}x_A – y_{AF})/ (i_2 – i_{AF})$

***Caso 4:** O ponto x_A , y_A está na curva c_1 ou na curva c_2 e a interseção do Raio Visual com a linha do Solo está em um ponto anterior ao ponto x_A,y_A.*

Isto significa que não há limite teórico para a visibilidade. Depende apenas da potência dos faróis.

Ao seguir a seqüência dos casos apresentados se chegará a um valor de $x_O < x_A$ quando testado o *Caso 4*.

8.5.7.2.3 Determinação das distâncias de visibilidade de parada

As fórmulas determinadas para os vários casos identificados para concordância convexa e côncava, visibilidade diurna e noturna, foram utilizadas para a preparação de programas visando a determinação das distâncias de visibilidade de parada ao longo da curva de concordância vertical.

Utilizando esses programas foram preparadas tabelas contendo as distâncias de visibilidade para os valores de ($Y_1 + Y_2$) de 20 metros a 400 metros, e Y1 variando de 10% de ($Y_1 + Y_2$) a 90% de ($Y_1 + Y_2$), e diferença algébrica de rampa ($i_1 – i_2$) variando de 2% a 16% (Tabelas 59 a 61). Os valores são apresentados arredondados para múltiplos de 5.

Esses valores, juntamente com as velocidades de projeto dos ramos correspondentes permitirão verificar se são atendidas as distâncias mínimas de visibilidade requeridas.

8.5.7.3 Escolha do tipo de concordância vertical

As curvas verticais compostas deverão ser usadas apenas em casos especiais, devido a apresentarem grande desvantagem em comparação com as curvas verticais simples, em termos de distâncias de visibilidade. As tabelas de distância de visibilidade mostram claramente a queda dessas distâncias com o desequilíbrio dos valores L_1 e L_2. A primeira impressão que se tem é que

não se deveria nunca usar as concordâncias compostas. O fato, entretanto, é que condições particulares de perfis de ramos de interseções podem necessitar deste tipo de concordância, para melhor se adaptarem ao perfil ao terreno ou para atender a problemas de rampas íngremes e de igualdade de cotas de ramos que se encontram. Há necessidade, portanto, que se verifique se são atendidas as exigências de visibilidade quando se utiliza a curva composta.

Cabe salientar que para determinação dos comprimentos das curvas verticais compostas não cabem as mesmas considerações feitas para rodovias em geral para o caso de interseções com curvas horizontais de raios pequenos, já que a pista não estará iluminada pelo farol do veículo, cujo facho luminoso não acompanha a curva. Quando for viável em função de tráfego elevado, deve-se iluminar a interseção. Se os critérios de visibilidade não puderem ser aplicados, recomenda-se adotar os comprimentos desejáveis das curvas verticais convexas ou critérios baseados no conforto da viagem.

Convém observar ainda, que podem ser dispensadas curvas verticais quando a diferença algébrica das rampas for inferior a 0,5%.

Tabela 59 - Distância de visibilidade noturna (Curvas côncavas)

Y	20			30			40			60			80			100		
i1-i2	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist
	2	18	255	3	27	265	4	36	270	6	54	285	8	72	300	10	90	320
	4	16	270	6	24	285	8	32	300	12	48	335	16	64	365	20	80	395
	6	14	285	9	21	310	12	28	335	18	42	380	24	56	430	30	70	475
	8	12	300	12	18	335	16	24	365	24	36	430	32	48	490	40	60	555
2%	10	10	320	15	15	355	20	20	395	30	30	475	40	40	555	50	50	630
	12	8	335	18	12	380	24	16	430	36	24	520	48	32	615	60	40	710
	14	6	350	21	9	405	28	12	460	42	18	570	56	24	680	70	30	790
	16	4	365	24	6	430	32	8	490	48	12	615	64	16	740	80	20	870
	18	2	380	27	3	450	36	4	520	54	6	665	72	8	805	90	10	945
	2	18	85	3	27	90	4	36	95	6	54	100	8	72	105	10	90	115
	4	16	95	6	24	100	8	32	105	12	48	120	16	64	135	20	80	145
	6	14	100	9	21	110	12	28	120	18	42	140	24	56	160	30	70	180
	8	12	105	12	18	120	16	24	135	24	36	160	32	48	185	40	60	215
2,5%	10	10	115	15	15	130	20	20	145	30	30	180	40	40	215	50	50	245
	12	8	120	18	12	140	24	16	160	36	24	200	48	32	240	60	40	280
	14	6	125	21	9	150	28	12	175	42	18	220	56	24	265	70	30	315
	16	4	135	24	6	160	32	8	185	48	12	240	64	16	285	80	20	320
	18	2	125	27	3	130	36	4	130	54	6	135	72	8	140	90	10	145
	2	18	55	3	27	55	4	36	60	6	54	65	8	72	65	10	90	70
	4	16	60	6	24	65	8	32	70	12	48	75	16	64	85	20	80	95
	6	14	65	9	21	70	12	28	75	18	42	90	24	56	105	30	70	120
	8	12	70	12	18	75	16	24	85	24	36	105	32	48	125	40	60	145
3%	10	10	75	15	15	85	20	20	95	30	30	120	40	40	145	50	50	170
	12	8	75	18	12	90	24	16	105	36	24	135	48	32	165	60	40	190
	14	6	80	21	9	100	28	12	115	42	18	150	56	24	180	70	30	215
	16	4	85	24	6	105	32	8	110	48	12	115	64	16	125	80	20	130
	18	2	65	27	3	70	36	4	70	54	6	70	72	8	75	90	10	80
	2	18	30	3	27	30	4	36	35	6	54	35	8	72	40	10	90	40
	4	16	35	6	24	40	8	32	40	12	48	50	16	64	55	20	80	60
	6	14	40	9	21	45	12	28	50	18	42	60	24	56	70	30	70	80
	8	12	40	12	18	50	16	24	55	24	36	70	32	48	85	40	60	100
4%	10	10	45	15	15	55	20	20	65	30	30	80	40	40	100	50	50	115
	12	8	50	18	12	60	24	16	70	36	24	90	48	32	110	60	40	130
	14	6	50	21	9	65	28	12	75	42	18	80	56	24	90	70	30	100
	16	4	45	24	6	50	32	8	50	48	12	55	64	16	60	80	20	65
	18	2	35	27	3	35	36	4	35	54	6	40	72	8	40	90	10	45
	2	18	20	3	27	25	4	36	25	6	54	25	8	72	30	10	90	30
	4	16	25	6	24	30	8	32	30	12	48	35	16	64	40	20	80	45
	6	14	30	9	21	35	12	28	35	18	42	45	24	56	55	30	70	60
	8	12	30	12	18	35	16	24	45	24	36	55	32	48	65	40	60	80
5%	10	10	35	15	15	40	20	20	50	30	30	65	40	40	80	50	50	95
	12	8	35	18	12	45	24	16	55	36	24	70	48	32	85	60	40	95
	14	6	40	21	9	45	28	12	45	42	18	55	56	24	60	70	30	65
	16	4	30	24	6	30	32	8	35	48	12	40	64	16	40	80	20	45
	18	2	25	27	3	25	36	4	25	54	6	25	72	8	30	90	10	30

Tabela 59 - Distância de visibilidade noturna (Curvas côncavas)

Continuação

Y	20			30			40			60			80			100		
i1-i2	*Y1*	*Y2*	**Dist**	*Y1*	*Y2*	**Dist**	*Y1*	*Y2*	**Dist**	*Y1*	*Y2*	**Dist**	*Y1*	*Y2*	**Dist**	*Y1*	*Y2*	**Dist**
	2	18	15	3	27	20	4	36	20	6	54	20	8	72	20	10	90	25
	4	16	20	6	24	20	8	32	25	12	48	30	16	64	30	20	80	35
	6	14	25	9	21	25	12	28	30	18	42	35	24	56	45	30	70	50
	8	12	25	12	18	30	16	24	35	24	36	45	32	48	55	40	60	65
6%	10	10	30	15	15	35	20	20	45	30	30	55	40	40	70	50	50	85
	12	8	30	18	12	40	24	16	45	36	24	55	48	32	65	60	40	70
	14	6	30	21	9	35	28	12	35	42	18	40	56	24	45	70	30	50
	16	4	25	24	6	25	32	8	25	48	12	30	64	16	35	80	20	35
	18	2	20	27	3	20	36	4	20	54	6	20	72	8	25	90	10	25
	2	18	10	3	27	15	4	36	15	6	54	15	8	72	15	10	90	20
	4	16	15	6	24	15	8	32	20	12	48	20	16	64	25	20	80	25
	6	14	15	9	21	20	12	28	25	18	42	30	24	56	35	30	70	35
	8	12	20	12	18	25	16	24	30	24	36	35	32	48	45	40	60	50
8%	10	10	25	15	15	30	20	20	35	30	30	45	40	40	55	50	50	65
	12	8	25	18	12	30	24	16	35	36	24	40	48	32	45	60	40	50
	14	6	20	21	9	20	28	12	25	42	18	30	56	24	35	70	30	40
	16	4	15	24	6	15	32	8	20	48	12	20	64	16	25	80	20	25
	18	2	15	27	3	15	36	4	15	54	6	15	72	8	15	90	10	20
	2	18	10	3	27	10	4	36	10	6	54	10	8	72	15	10	90	15
	4	16	10	6	24	15	8	32	15	12	48	15	16	64	20	20	80	25
	6	14	15	9	21	15	12	28	20	18	42	25	24	56	30	30	70	30
	8	12	15	12	18	20	16	24	25	24	36	30	32	48	35	40	60	45
10%	10	10	20	15	15	25	20	20	30	30	30	40	40	40	50	50	50	55
	12	8	20	18	12	25	24	16	25	36	24	30	48	32	35	60	40	45
	14	6	15	21	9	20	28	12	20	42	18	25	56	24	30	70	30	30
	16	4	10	24	6	15	32	8	15	48	12	15	64	16	20	80	20	25
	18	2	10	27	3	10	36	4	10	54	6	10	72	8	15	90	10	15
	2	18	10	3	27	10	4	36	10	6	54	10	8	72	10	10	90	15
	4	16	10	6	24	10	8	32	15	12	48	15	16	64	20	20	80	20
	6	14	10	9	21	15	12	28	15	18	42	20	24	56	25	30	70	30
	8	12	15	12	18	20	16	24	20	24	36	25	32	48	30	40	60	40
12%	10	10	15	15	15	20	20	20	25	30	30	35	40	40	40	50	50	50
	12	8	15	18	12	20	24	16	20	36	24	25	48	32	30	60	40	35
	14	6	15	21	9	15	28	12	15	42	18	20	56	24	25	70	30	30
	16	4	10	24	6	10	32	8	15	48	12	15	64	16	20	80	20	20
	18	2	10	27	3	10	36	4	10	54	6	10	72	8	10	90	10	15
	2	18	5	3	27	5	4	36	10	6	54	10	8	72	10	10	90	10
	4	16	10	6	24	10	8	32	10	12	48	15	16	64	15	20	80	20
	6	14	10	9	21	15	12	28	15	18	42	20	24	56	20	30	70	25
	8	12	15	12	18	15	16	24	20	24	36	25	32	48	30	40	60	35
14%	10	10	15	15	15	20	20	20	25	30	30	30	40	40	40	50	50	45
	12	8	15	18	12	15	24	16	20	36	24	25	48	32	30	60	40	35
	14	6	10	21	9	15	28	12	15	42	18	20	56	24	20	70	30	25
	16	4	10	24	6	10	32	8	10	48	12	15	64	16	15	80	20	20
	18	2	5	27	3	5	36	4	10	54	6	10	72	8	10	90	10	10
	2	18	5	3	27	5	4	36	5	6	54	10	8	72	10	10	90	10
	4	16	10	6	24	10	8	32	10	12	48	10	16	64	15	20	80	15
	6	14	10	9	21	10	12	28	15	18	42	15	24	56	20	30	70	25
	8	12	10	12	18	15	16	24	20	24	36	20	32	48	25	40	60	30
16%	10	10	15	15	15	20	20	20	20	30	30	30	40	40	35	50	50	40
	12	8	15	18	12	15	24	16	20	36	24	20	48	32	25	60	40	30
	14	6	10	21	9	10	28	12	15	42	18	15	56	24	20	70	30	25
	16	4	10	24	6	10	32	8	10	48	12	10	64	16	15	80	20	15
	18	2	5	27	3	5	36	4	5	54	6	10	72	8	10	90	10	10

Tabela 59 - Distância de visibilidade noturna (Curvas côncavas)

Continuação

Y	150			200			250			300			400		
i1-i2	***Y1***	***Y2***	**Dist**	***Y1***	***Y2***	**Dist**	***Y1***	***Y2***	**Dist**	***Y1***	***Y2***	**Dist**	***Y1***	***Y2***	**Dist**
	15	*135*	355	*20*	*180*	395	*25*	*225*	435	*30*	*270*	475	*40*	*360*	555
	30	*120*	475	*40*	*160*	555	*50*	*200*	630	*60*	*240*	710	*80*	*320*	870
	45	*105*	595	*60*	*140*	710	*75*	*175*	830	*90*	*210*	945	*120*	*280*	1.180
	60	*90*	710	*80*	*120*	870	*100*	*150*	1.025	*120*	*180*	1.180	*160*	*240*	1.495
2%	*75*	*75*	830	*100*	*100*	1.025	*125*	*125*	1.220	*150*	*150*	1.420	*200*	*200*	1.810
	90	*60*	945	*120*	*80*	1.180	*150*	*100*	1.420	*180*	*120*	1.655	*240*	*160*	2.125
	105	*45*	1.065	*140*	*60*	1.340	*175*	*75*	1.615	*210*	*90*	1.890	*280*	*120*	2.440
	120	*30*	1.180	*160*	*40*	1.495	*200*	*50*	1.810	*240*	*60*	2.125	*320*	*80*	2.755
	135	*15*	1.290	*180*	*20*	1.445	*225*	*25*	1.535	*270*	*30*	1.610	*360*	*40*	1.775
	15	*135*	130	*20*	*180*	145	*25*	*225*	155	*30*	*270*	170	*40*	*360*	195
	30	*120*	180	*40*	*160*	215	*50*	*200*	245	*60*	*240*	280	*80*	*320*	340
	45	*105*	230	*60*	*140*	280	*75*	*175*	330	*90*	*210*	380	*120*	*280*	480
	60	*90*	280	*80*	*120*	345	*100*	*150*	410	*120*	*180*	480	*160*	*240*	610
2,5%	*75*	*75*	330	*100*	*100*	410	*125*	*125*	495	*150*	*150*	580	*200*	*200*	745
	90	*60*	380	*120*	*80*	480	*150*	*100*	580	*180*	*120*	675	*240*	*160*	875
	105	*45*	430	*140*	*60*	545	*175*	*75*	660	*210*	*90*	775	*280*	*120*	1.010
	120	*30*	355	*160*	*40*	395	*200*	*50*	435	*240*	*60*	475	*320*	*80*	555
	135	*15*	155	*180*	*20*	165	*225*	*25*	180	*270*	*30*	190	*360*	*40*	210
	15	*135*	80	*20*	*180*	90	*25*	*225*	95	*30*	*270*	105	*40*	*360*	120
	30	*120*	120	*40*	*160*	140	*50*	*200*	160	*60*	*240*	175	*80*	*320*	215
	45	*105*	155	*60*	*140*	190	*75*	*175*	225	*90*	*210*	260	*120*	*280*	330
	60	*90*	190	*80*	*120*	240	*100*	*150*	290	*120*	*180*	335	*160*	*240*	430
3%	*75*	*75*	230	*100*	*100*	290	*125*	*125*	350	*150*	*150*	405	*200*	*200*	525
	90	*60*	265	*120*	*80*	335	*150*	*100*	405	*180*	*120*	480	*240*	*160*	625
	105	*45*	285	*140*	*60*	345	*175*	*75*	395	*210*	*90*	440	*280*	*120*	525
	120	*30*	150	*160*	*40*	165	*200*	*50*	185	*240*	*60*	205	*320*	*80*	240
	135	*15*	85	*180*	*20*	90	*225*	*25*	100	*270*	*30*	105	*360*	*40*	120
	15	*135*	45	*20*	*180*	50	*25*	*225*	55	*30*	*270*	60	*40*	*360*	70
	30	*120*	70	*40*	*160*	85	*50*	*200*	95	*60*	*240*	105	*80*	*320*	130
	45	*105*	100	*60*	*140*	120	*75*	*175*	145	*90*	*210*	165	*120*	*280*	205
	60	*90*	130	*80*	*120*	165	*100*	*150*	200	*120*	*180*	230	*160*	*240*	295
4%	*75*	*75*	160	*100*	*100*	205	*125*	*125*	250	*150*	*150*	295	*200*	*200*	380
	90	*60*	180	*120*	*80*	220	*150*	*100*	265	*180*	*120*	305	*240*	*160*	385
	105	*45*	120	*140*	*60*	135	*175*	*75*	160	*210*	*90*	175	*280*	*120*	215
	120	*30*	75	*160*	*40*	85	*200*	*50*	95	*240*	*60*	110	*320*	*80*	130
	135	*15*	45	*180*	*20*	50	*225*	*25*	60	*270*	*30*	60	*360*	*40*	70
	15	*135*	35	*20*	*180*	40	*25*	*225*	40	*30*	*270*	45	*40*	*360*	55
	30	*120*	55	*40*	*160*	60	*50*	*200*	70	*60*	*240*	80	*80*	*320*	100
	45	*105*	75	*60*	*140*	90	*75*	*175*	105	*90*	*210*	120	*120*	*280*	155
	60	*90*	105	*80*	*120*	130	*100*	*150*	155	*120*	*180*	180	*160*	*240*	225
5%	*75*	*75*	130	*100*	*100*	170	*125*	*125*	205	*150*	*150*	240	*200*	*200*	310
	90	*60*	120	*120*	*80*	145	*150*	*100*	170	*180*	*120*	190	*240*	*160*	240
	105	*45*	80	*140*	*60*	95	*175*	*75*	110	*210*	*90*	125	*280*	*120*	155
	120	*30*	55	*160*	*40*	65	*200*	*50*	70	*240*	*60*	80	*320*	*80*	100
	135	*15*	35	*180*	*20*	40	*225*	*25*	45	*270*	*30*	45	*360*	*40*	55

Tabela 59 - Distância de visibilidade noturna (Curvas côncavas)

Continuação

Y	150			200			250			300			400		
i1-i2	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist
	15	135	30	20	180	30	25	225	35	30	270	40	40	360	45
	30	120	45	40	160	50	50	200	60	60	240	65	80	320	85
	45	105	60	60	140	75	75	175	90	90	210	100	120	280	125
	60	90	85	80	120	105	100	150	125	120	180	145	160	240	185
6%	75	75	115	100	100	145	125	125	175	150	150	205	200	200	265
	90	60	90	120	80	110	150	100	130	180	120	150	240	160	190
	105	45	65	140	60	75	175	75	90	210	90	100	280	120	130
	120	30	45	160	40	50	200	50	60	240	60	65	320	80	85
	135	15	30	180	20	30	225	25	35	270	30	40	360	40	45
	15	135	20	20	180	25	25	225	30	30	270	30	40	360	35
	30	120	35	40	160	40	50	200	45	60	240	55	80	320	65
	45	105	50	60	140	60	75	175	70	90	210	80	120	280	100
	60	90	65	80	120	85	100	150	100	120	180	115	160	240	145
8%	75	75	90	100	100	115	125	125	135	150	150	160	200	200	205
	90	60	65	120	80	85	150	100	100	180	120	115	240	160	145
	105	45	50	140	60	60	175	75	70	210	90	80	280	120	100
	120	30	35	160	40	40	200	50	45	240	60	55	320	80	65
	135	15	20	180	20	25	225	25	30	270	30	30	360	40	35
	15	135	20	20	180	20	25	225	25	30	270	25	40	360	30
	30	120	30	40	160	35	50	200	40	60	240	45	80	320	55
	45	105	40	60	140	50	75	175	60	90	210	70	120	280	85
	60	90	55	80	120	70	100	150	85	120	180	95	160	240	120
10%	75	75	75	100	100	95	125	125	115	150	150	130	200	200	170
	90	60	55	120	80	70	150	100	85	180	120	95	240	160	120
	105	45	40	140	60	50	175	75	60	210	90	70	280	120	85
	120	30	30	160	40	35	200	50	40	240	60	45	320	80	55
	135	15	20	180	20	20	225	25	25	270	30	25	360	40	30
	15	135	15	20	180	20	25	225	20	30	270	25	40	360	30
	30	120	25	40	160	30	50	200	35	60	240	40	80	320	50
	45	105	35	60	140	45	75	175	50	90	210	60	120	280	75
	60	90	50	80	120	60	100	150	70	120	180	85	160	240	105
12%	75	75	65	100	100	85	125	125	100	150	150	115	200	200	145
	90	60	50	120	80	60	150	100	70	180	120	85	240	160	105
	105	45	35	140	60	45	175	75	50	210	90	60	280	120	75
	120	30	25	160	40	30	200	50	35	240	60	40	320	80	50
	135	15	15	180	20	20	225	25	20	270	30	25	360	40	30
	15	135	15	20	180	15	25	225	20	30	270	20	40	360	25
	30	120	25	40	160	30	50	200	30	60	240	35	80	320	45
	45	105	35	60	140	40	75	175	45	90	210	55	120	280	65
	60	90	45	80	120	55	100	150	65	120	180	75	160	240	90
14%	75	75	60	100	100	75	125	125	85	150	150	100	200	200	125
	90	60	45	120	80	55	150	100	65	180	120	75	240	160	90
	105	45	35	140	60	40	175	75	45	210	90	55	280	120	65
	120	30	25	160	40	30	200	50	30	240	60	35	320	80	45
	135	15	15	180	20	15	225	25	20	270	30	20	360	40	25
	15	135	15	20	180	15	25	225	20	30	270	20	40	360	25
	30	120	20	40	160	25	50	200	30	60	240	35	80	320	40
	45	105	30	60	140	35	75	175	45	90	210	50	120	280	60
	60	90	40	80	120	50	100	150	60	120	180	65	160	240	85
16%	75	75	55	100	100	65	125	125	80	150	150	90	200	200	115
	90	60	40	120	80	50	150	100	60	180	120	65	240	160	85
	105	45	30	140	60	35	175	75	45	210	90	50	280	120	60
	120	30	20	160	40	25	200	50	30	240	60	35	320	80	40
	135	15	15	180	20	15	225	25	20	270	30	20	360	40	25

Tabela 60 - Distância de visibilidade diurna (Curvas convexas)

Y	20			30			40			60			80			100		
i1-i2	**Y1**	**Y2**	**Dist**	**Y1**	**Y2**	**Dist**	**Y1**	**Y2**	**Dist**	**Y1**	**Y2**	**Dist**	**Y1**	**Y2**	**Dist**	**Y1**	**Y2**	**Dist**
	2	18	110	3	27	110	4	36	110	6	54	115	8	72	115	10	90	120
	4	16	110	6	24	115	8	32	120	12	48	125	16	64	130	20	80	135
	6	14	115	9	21	120	12	28	125	18	42	135	24	56	140	30	70	150
	8	12	115	12	18	120	16	24	125	24	36	135	32	48	145	40	60	155
2%	10	10	115	15	15	120	20	20	125	30	30	135	40	40	145	50	50	155
	12	8	110	18	12	115	24	16	120	36	24	130	48	32	135	60	40	145
	14	6	110	21	9	115	28	12	115	42	18	125	56	24	130	70	30	135
	16	4	110	24	6	110	32	8	110	48	12	115	64	16	120	80	20	125
	18	2	105	27	3	105	36	4	110	54	6	110	72	8	115	90	10	115
	2	18	75	3	27	75	4	36	75	6	54	80	8	72	80	10	90	80
	4	16	75	6	24	80	8	32	85	12	48	90	16	64	90	20	80	95
	6	14	80	9	21	85	12	28	90	18	42	95	24	56	105	30	70	105
	8	12	80	12	18	85	16	24	90	24	36	100	32	48	110	40	60	120
3%	10	10	80	15	15	85	20	20	90	30	30	100	40	40	110	50	50	120
	12	8	75	18	12	80	24	16	85	36	24	95	48	32	105	60	40	110
	14	6	75	21	9	80	28	12	80	42	18	90	56	24	95	70	30	100
	16	4	75	24	6	75	32	8	80	48	12	80	64	16	85	80	20	90
	18	2	70	27	3	75	36	4	75	54	6	75	72	8	80	90	10	80
	2	18	55	3	27	55	4	36	60	6	54	60	8	72	60	10	90	60
	4	16	60	6	24	65	8	32	65	12	48	70	16	64	70	20	80	75
	6	14	60	9	21	65	12	28	70	18	42	75	24	56	80	30	70	85
	8	12	60	12	18	70	16	24	75	24	36	85	32	48	90	40	60	100
4%	10	10	60	15	15	65	20	20	70	30	30	80	40	40	90	50	50	100
	12	8	60	18	12	65	24	16	70	36	24	75	48	32	85	60	40	95
	14	6	60	21	9	60	28	12	65	42	18	70	56	24	75	70	30	80
	16	4	55	24	6	60	32	8	60	48	12	65	64	16	70	80	20	70
	18	2	55	27	3	55	36	4	55	54	6	60	72	8	60	90	10	60
	2	18	45	3	27	45	4	36	45	6	54	50	8	72	50	10	90	50
	4	16	50	6	24	50	8	32	55	12	48	55	16	64	60	20	80	60
	6	14	50	9	21	55	12	28	60	18	42	65	24	56	70	30	70	70
	8	12	50	12	18	55	16	24	65	24	36	70	32	48	80	40	60	85
5%	10	10	50	15	15	55	20	20	60	30	30	70	40	40	80	50	50	90
	12	8	50	18	12	55	24	16	60	36	24	65	48	32	75	60	40	80
	14	6	50	21	9	50	28	12	55	42	18	60	56	24	65	70	30	70
	16	4	45	24	6	50	32	8	50	48	12	55	64	16	55	80	20	60
	18	2	45	27	3	45	36	4	45	54	6	50	72	8	50	90	10	50
	2	18	40	3	27	40	4	36	40	6	54	40	8	72	40	10	90	45
	4	16	40	6	24	45	8	32	45	12	48	50	16	64	50	20	80	50
	6	14	45	9	21	50	12	28	50	18	42	55	24	56	60	30	70	65
	8	12	45	12	18	50	16	24	55	24	36	65	32	48	70	40	60	75
6%	10	10	45	15	15	50	20	20	55	30	30	65	40	40	75	50	50	85
	12	8	45	18	12	45	24	16	50	36	24	60	48	32	65	60	40	70
	14	6	40	21	9	45	28	12	50	42	18	55	56	24	60	70	30	60
	16	4	40	24	6	40	32	8	45	48	12	45	64	16	50	80	20	50
	18	2	35	27	3	40	36	4	40	54	6	40	72	8	40	90	10	45

Tabela 60 - Distância de visibilidade diurna (Curvas convexas)

Continuação

Y	20			30			40			60			80			100		
i1-i2	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist
	2	18	30	3	27	30	4	36	30	6	54	30	8	72	35	10	90	35
	4	16	30	6	24	35	8	32	35	12	48	40	16	64	40	20	80	40
	6	14	35	9	21	40	12	28	40	18	42	45	24	56	50	30	70	50
	8	12	35	12	18	40	16	24	45	24	36	50	32	48	55	40	60	60
8%	10	10	35	15	15	40	20	20	45	30	30	55	40	40	65	50	50	70
	12	8	35	18	12	40	24	16	45	36	24	50	48	32	55	60	40	60
	14	6	30	21	9	35	28	12	40	42	18	45	56	24	45	70	30	50
	16	4	30	24	6	35	32	8	35	48	12	35	64	16	40	80	20	40
	18	2	30	27	3	30	36	4	30	54	6	30	72	8	30	90	10	35
	2	18	25	3	27	25	4	36	25	6	54	25	8	72	25	10	90	30
	4	16	25	6	24	30	8	32	30	12	48	30	16	64	35	20	80	35
	6	14	30	9	21	30	12	28	35	18	42	40	24	56	40	30	70	45
	8	12	30	12	18	35	16	24	40	24	36	45	32	48	50	40	60	55
10%	10	10	30	15	15	35	20	20	40	30	30	50	40	40	55	50	50	65
	12	8	30	18	12	35	24	16	35	36	24	45	48	32	50	60	40	55
	14	6	25	21	9	30	28	12	35	42	18	35	56	24	40	70	30	45
	16	4	25	24	6	25	32	8	30	48	12	30	64	16	35	80	20	35
	18	2	25	27	3	25	36	4	25	54	6	25	72	8	25	90	10	30
	2	18	20	3	27	20	4	36	20	6	54	20	8	72	25	10	90	25
	4	16	25	6	24	25	8	32	25	12	48	25	16	64	30	20	80	30
	6	14	25	9	21	30	12	28	30	18	42	35	24	56	35	30	70	40
	8	12	30	12	18	30	16	24	35	24	36	40	32	48	45	40	60	50
12%	10	10	25	15	15	30	20	20	35	30	30	45	40	40	50	50	50	60
	12	8	25	18	12	30	24	16	35	36	24	40	48	32	45	60	40	50
	14	6	25	21	9	25	28	12	30	42	18	35	56	24	35	70	30	40
	16	4	20	24	6	25	32	8	25	48	12	25	64	16	30	80	20	30
	18	2	20	27	3	20	36	4	20	54	6	20	72	8	25	90	10	25
	2	18	15	3	27	20	4	36	20	6	54	20	8	72	20	10	90	20
	4	16	20	6	24	20	8	32	20	12	48	25	16	64	25	20	80	30
	6	14	25	9	21	25	12	28	25	18	42	30	24	56	35	30	70	35
	8	12	25	12	18	30	16	24	30	24	36	35	32	48	40	40	60	45
14%	10	10	25	15	15	30	20	20	35	30	30	40	40	40	50	50	50	55
	12	8	25	18	12	25	24	16	30	36	24	35	48	32	40	60	40	45
	14	6	20	21	9	25	28	12	25	42	18	30	56	24	35	70	30	35
	16	4	20	24	6	20	32	8	20	48	12	25	64	16	25	80	20	30
	18	2	15	27	3	20	36	4	20	54	6	20	72	8	20	90	10	20
	2	18	15	3	27	15	4	36	15	6	54	20	8	72	20	10	90	20
	4	16	20	6	24	20	8	32	20	12	48	20	16	64	25	20	80	25
	6	14	20	9	21	20	12	28	25	18	42	25	24	56	30	30	70	35
	8	12	25	12	18	25	16	24	30	24	36	35	32	48	35	40	60	40
16%	10	10	25	15	15	30	20	20	30	30	30	40	40	40	45	50	50	50
	12	8	20	18	12	25	24	16	30	36	24	35	48	32	35	60	40	40
	14	6	20	21	9	20	28	12	25	42	18	25	56	24	30	70	30	35
	16	4	15	24	6	20	32	8	20	48	12	20	64	16	25	80	20	25
	18	2	15	27	3	15	36	4	15	54	6	15	72	8	20	90	10	20

Tabela 60 - Distância de visibilidade diurna (Curvas convexas)

Continuação

Y	150			200			250			300			400		
i1-i2	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist
2%	*15*	*135*	120	*20*	*180*	125	*25*	*225*	125	*30*	*270*	130	*40*	*360*	135
	30	*120*	140	*40*	*160*	145	*50*	*200*	150	*60*	*240*	160	*80*	*320*	170
	45	*105*	160	*60*	*140*	170	*75*	*175*	180	*90*	*210*	190	*120*	*280*	205
	60	*90*	180	*80*	*120*	195	*100*	*150*	210	*120*	*180*	225	*160*	*240*	250
	75	*75*	180	*100*	*100*	205	*125*	*125*	225	*150*	*150*	250	*200*	*200*	285
	90	*60*	165	*120*	*80*	185	*150*	*100*	200	*180*	*120*	215	*240*	*160*	245
	105	*45*	150	*140*	*60*	165	*175*	*75*	175	*210*	*90*	185	*280*	*120*	205
	120	*30*	135	*160*	*40*	145	*200*	*50*	150	*240*	*60*	155	*320*	*80*	165
	135	*15*	120	*180*	*20*	120	*225*	*25*	125	*270*	*30*	130	*360*	*40*	135
3%	*15*	*135*	85	*20*	*180*	85	*25*	*225*	90	*30*	*270*	90	*40*	*360*	95
	30	*120*	100	*40*	*160*	105	*50*	*200*	110	*60*	*240*	115	*80*	*320*	125
	45	*105*	115	*60*	*140*	125	*75*	*175*	135	*90*	*210*	140	*120*	*280*	160
	60	*90*	135	*80*	*120*	150	*100*	*150*	160	*120*	*180*	175	*160*	*240*	195
	75	*75*	145	*100*	*100*	165	*125*	*125*	185	*150*	*150*	205	*200*	*200*	235
	90	*60*	130	*120*	*80*	145	*150*	*100*	160	*180*	*120*	170	*240*	*160*	195
	105	*45*	115	*140*	*60*	125	*175*	*75*	135	*210*	*90*	140	*280*	*120*	155
	120	*30*	95	*160*	*40*	105	*200*	*50*	110	*240*	*60*	115	*320*	*80*	125
	135	*15*	85	*180*	*20*	85	*225*	*25*	90	*270*	*30*	90	*360*	*40*	95
4%	*15*	*135*	65	*20*	*180*	65	*25*	*225*	70	*30*	*270*	70	*40*	*360*	75
	30	*120*	80	*40*	*160*	85	*50*	*200*	90	*60*	*240*	95	*80*	*320*	105
	45	*105*	95	*60*	*140*	105	*75*	*175*	110	*90*	*210*	120	*120*	*280*	135
	60	*90*	110	*80*	*120*	125	*100*	*150*	135	*120*	*180*	145	*160*	*240*	165
	75	*75*	125	*100*	*100*	145	*125*	*125*	160	*150*	*150*	175	*200*	*200*	205
	90	*60*	110	*120*	*80*	120	*150*	*100*	135	*180*	*120*	145	*240*	*160*	165
	105	*45*	95	*140*	*60*	100	*175*	*75*	110	*210*	*90*	120	*280*	*120*	135
	120	*30*	80	*160*	*40*	85	*200*	*50*	90	*240*	*60*	95	*320*	*80*	105
	135	*15*	65	*180*	*20*	65	*225*	*25*	70	*270*	*30*	70	*360*	*40*	75
5%	*15*	*135*	55	*20*	*180*	55	*25*	*225*	60	*30*	*270*	60	*40*	*360*	65
	30	*120*	65	*40*	*160*	70	*50*	*200*	75	*60*	*240*	80	*80*	*320*	90
	45	*105*	80	*60*	*140*	90	*75*	*175*	95	*90*	*210*	105	*120*	*280*	120
	60	*90*	95	*80*	*120*	110	*100*	*150*	120	*120*	*180*	130	*160*	*240*	150
	75	*75*	110	*100*	*100*	130	*125*	*125*	145	*150*	*150*	155	*200*	*200*	180
	90	*60*	95	*120*	*80*	105	*150*	*100*	120	*180*	*120*	130	*240*	*160*	150
	105	*45*	80	*140*	*60*	90	*175*	*75*	95	*210*	*90*	105	*280*	*120*	120
	120	*30*	65	*160*	*40*	70	*200*	*50*	75	*240*	*60*	80	*320*	*80*	90
	135	*15*	55	*180*	*20*	55	*225*	*25*	60	*270*	*30*	60	*360*	*40*	65
6%	*15*	*135*	45	*20*	*180*	50	*25*	*225*	50	*30*	*270*	55	*40*	*360*	60
	30	*120*	60	*40*	*160*	65	*50*	*200*	70	*60*	*240*	75	*80*	*320*	85
	45	*105*	70	*60*	*140*	80	*75*	*175*	85	*90*	*210*	95	*120*	*280*	110
	60	*90*	85	*80*	*120*	95	*100*	*150*	105	*120*	*180*	115	*160*	*240*	135
	75	*75*	100	*100*	*100*	115	*125*	*125*	130	*150*	*150*	145	*200*	*200*	165
	90	*60*	85	*120*	*80*	95	*150*	*100*	105	*180*	*120*	115	*240*	*160*	135
	105	*45*	70	*140*	*60*	80	*175*	*75*	85	*210*	*90*	95	*280*	*120*	110
	120	*30*	55	*160*	*40*	65	*200*	*50*	70	*240*	*60*	75	*320*	*80*	85
	135	*15*	45	*180*	*20*	50	*225*	*25*	50	*270*	*30*	55	*360*	*40*	60

Tabela 60 - Distância de visibilidade diurna (Curvas convexas)

Continuação

Y	150			200			250			300			400		
i1-i2	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist
	15	*135*	35	*20*	*180*	40	*25*	*225*	40	*30*	*270*	45	*40*	*360*	50
	30	*120*	45	*40*	*160*	50	*50*	*200*	55	*60*	*240*	60	*80*	*320*	70
	45	*105*	60	*60*	*140*	65	*75*	*175*	75	*90*	*210*	80	*120*	*280*	95
	60	*90*	75	*80*	*120*	85	*100*	*150*	95	*120*	*180*	100	*160*	*240*	115
8%	*75*	*75*	90	*100*	*100*	100	*125*	*125*	115	*150*	*150*	125	*200*	*200*	145
	90	*60*	70	*120*	*80*	85	*150*	*100*	95	*180*	*120*	100	*240*	*160*	115
	105	*45*	60	*140*	*60*	65	*175*	*75*	75	*210*	*90*	80	*280*	*120*	95
	120	*30*	45	*160*	*40*	50	*200*	*50*	55	*240*	*60*	60	*320*	*80*	70
	135	*15*	35	*180*	*20*	40	*225*	*25*	40	*270*	*30*	45	*360*	*40*	50
	15	*135*	30	*20*	*180*	35	*25*	*225*	35	*30*	*270*	40	*40*	*360*	45
	30	*120*	40	*40*	*160*	45	*50*	*200*	50	*60*	*240*	55	*80*	*320*	65
	45	*105*	50	*60*	*140*	60	*75*	*175*	65	*90*	*210*	75	*120*	*280*	85
	60	*90*	65	*80*	*120*	75	*100*	*150*	85	*120*	*180*	90	*160*	*240*	105
10%	*75*	*75*	80	*100*	*100*	90	*125*	*125*	100	*150*	*150*	110	*200*	*200*	130
	90	*60*	65	*120*	*80*	75	*150*	*100*	85	*180*	*120*	90	*240*	*160*	105
	105	*45*	50	*140*	*60*	60	*175*	*75*	65	*210*	*90*	75	*280*	*120*	85
	120	*30*	40	*160*	*40*	45	*200*	*50*	50	*240*	*60*	55	*320*	*80*	65
	135	*15*	30	*180*	*20*	35	*225*	*25*	35	*270*	*30*	40	*360*	*40*	45
	15	*135*	25	*20*	*180*	30	*25*	*225*	30	*30*	*270*	35	*40*	*360*	40
	30	*120*	35	*40*	*160*	40	*50*	*200*	45	*60*	*240*	50	*80*	*320*	60
	45	*105*	45	*60*	*140*	55	*75*	*175*	60	*90*	*210*	65	*120*	*280*	75
	60	*90*	60	*80*	*120*	70	*100*	*150*	75	*120*	*180*	85	*160*	*240*	95
12%	*75*	*75*	70	*100*	*100*	85	*125*	*125*	95	*150*	*150*	100	*200*	*200*	115
	90	*60*	60	*120*	*80*	70	*150*	*100*	75	*180*	*120*	85	*240*	*160*	95
	105	*45*	45	*140*	*60*	55	*175*	*75*	60	*210*	*90*	65	*280*	*120*	75
	120	*30*	35	*160*	*40*	40	*200*	*50*	45	*240*	*60*	50	*320*	*80*	60
	135	*15*	25	*180*	*20*	30	*225*	*25*	30	*270*	*30*	35	*360*	*40*	40
	15	*135*	25	*20*	*180*	25	*25*	*225*	30	*30*	*270*	30	*40*	*360*	35
	30	*120*	35	*40*	*160*	40	*50*	*200*	45	*60*	*240*	45	*80*	*320*	55
	45	*105*	45	*60*	*140*	50	*75*	*175*	55	*90*	*210*	60	*120*	*280*	70
	60	*90*	55	*80*	*120*	65	*100*	*150*	70	*120*	*180*	75	*160*	*240*	90
14%	*75*	*75*	65	*100*	*100*	75	*125*	*125*	85	*150*	*150*	95	*200*	*200*	110
	90	*60*	55	*120*	*80*	65	*150*	*100*	70	*180*	*120*	75	*240*	*160*	90
	105	*45*	45	*140*	*60*	50	*175*	*75*	55	*210*	*90*	60	*280*	*120*	70
	120	*30*	35	*160*	*40*	40	*200*	*50*	45	*240*	*60*	45	*320*	*80*	55
	135	*15*	25	*180*	*20*	25	*225*	*25*	30	*270*	*30*	30	*360*	*40*	35
	15	*135*	20	*20*	*180*	25	*25*	*225*	25	*30*	*270*	30	*40*	*360*	35
	30	*120*	30	*40*	*160*	35	*50*	*200*	40	*60*	*240*	45	*80*	*320*	50
	45	*105*	40	*60*	*140*	45	*75*	*175*	55	*90*	*210*	60	*120*	*280*	65
	60	*90*	50	*80*	*120*	60	*100*	*150*	65	*120*	*180*	70	*160*	*240*	85
16%	*75*	*75*	60	*100*	*100*	70	*125*	*125*	80	*150*	*150*	90	*200*	*200*	100
	90	*60*	50	*120*	*80*	60	*150*	*100*	65	*180*	*120*	70	*240*	*160*	85
	105	*45*	40	*140*	*60*	45	*175*	*75*	55	*210*	*90*	60	*280*	*120*	65
	120	*30*	30	*160*	*40*	35	*200*	*50*	40	*240*	*60*	45	*320*	*80*	50
	135	*15*	20	*180*	*20*	25	*225*	*25*	25	*270*	*30*	30	*360*	*40*	35

Tabela 61 - Distância de visibilidade noturna (Curvas convexas)

Y	20			30			40			60			80			100		
i1-i2	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist
	2	18	72	3	27	74	4	36	75	6	54	77	8	72	80	10	90	80
	4	16	75	6	24	78	8	32	82	12	48	86	16	64	90	20	80	92
	6	14	78	9	21	82	12	28	87	18	42	95	24	56	101	30	70	106
	8	12	79	12	18	84	16	24	89	24	36	99	32	48	109	40	60	117
2%	10	10	78	15	15	83	20	20	88	30	30	98	40	40	108	50	50	118
	12	8	77	18	12	81	24	16	86	36	24	94	48	32	103	60	40	111
	14	6	75	21	9	79	28	12	82	42	18	89	56	24	95	70	30	101
	16	4	73	24	6	75	32	8	78	48	12	82	64	16	87	80	20	90
	18	2	71	27	3	72	36	4	73	54	6	76	72	8	78	90	10	80
	2	18	49	3	27	51	4	36	51	6	54	53	8	72	55	10	90	55
	4	16	52	6	24	55	8	32	57	12	48	61	16	64	63	20	80	66
	6	14	55	9	21	59	12	28	63	18	42	69	24	56	73	30	70	77
	8	12	56	12	18	61	16	24	66	24	36	76	32	48	83	40	60	89
3%	10	10	56	15	15	60	20	20	65	30	30	75	40	40	86	50	50	95
	12	8	54	18	12	58	24	16	63	36	24	71	48	32	79	60	40	86
	14	6	52	21	9	56	28	12	59	42	18	66	56	24	71	70	30	75
	16	4	50	24	6	53	32	8	55	48	12	59	64	16	62	80	20	65
	18	2	48	27	3	49	36	4	50	54	6	52	72	8	54	90	10	55
	2	18	38	3	27	39	4	36	39	6	54	41	8	72	42	10	90	43
	4	16	41	6	24	43	8	32	45	12	48	48	16	64	50	20	80	52
	6	14	43	9	21	47	12	28	50	18	42	55	24	56	59	30	70	63
	8	12	45	12	18	50	16	24	55	24	36	62	32	48	68	40	60	74
4%	10	10	44	15	15	49	20	20	54	30	30	64	40	40	74	50	50	83
	12	8	43	18	12	47	24	16	51	36	24	60	48	32	66	60	40	72
	14	6	41	21	9	44	28	12	48	42	18	53	56	24	58	70	30	62
	16	4	39	24	6	41	32	8	43	48	12	47	64	16	49	80	20	52
	18	2	37	27	3	38	36	4	39	54	6	40	72	8	42	90	10	43
	2	18	31	3	27	31	4	36	32	6	54	33	8	72	34	10	90	35
	4	16	34	6	24	36	8	32	37	12	48	40	16	64	42	20	80	44
	6	14	36	9	21	40	12	28	42	18	42	46	24	56	50	30	70	53
	8	12	38	12	18	43	16	24	47	24	36	54	32	48	59	40	60	64
5%	10	10	37	15	15	42	20	20	47	30	30	57	40	40	66	50	50	74
	12	8	36	18	12	40	24	16	45	36	24	52	48	32	58	60	40	63
	14	6	34	21	9	38	28	12	41	42	18	45	56	24	49	70	30	53
	16	4	32	24	6	34	32	8	36	48	12	39	64	16	41	80	20	44
	18	2	30	27	3	31	36	4	32	54	6	33	72	8	34	90	10	35
	2	18	26	3	27	26	4	36	27	6	54	28	8	72	29	10	90	30
	4	16	29	6	24	30	8	32	32	12	48	34	16	64	36	20	80	38
	6	14	32	9	21	34	12	28	37	18	42	41	24	56	44	30	70	47
	8	12	33	12	18	38	16	24	42	24	36	47	32	48	53	40	60	57
6%	10	10	33	15	15	38	20	20	43	30	30	52	40	40	60	50	50	67
	12	8	31	18	12	36	24	16	40	36	24	46	48	32	52	60	40	57
	14	6	30	21	9	33	28	12	35	42	18	40	56	24	43	70	30	47
	16	4	28	24	6	29	32	8	31	48	12	34	64	16	36	80	20	38
	18	2	25	27	3	26	36	4	27	54	6	28	72	8	29	90	10	30

Tabela 61 - Distância de visibilidade noturna (Curvas convexas)

Continuação

Y	20			30			40			60			80			100		
i1-i2	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist	Y1	Y2	Dist
	2	18	20	3	27	20	4	36	21	6	54	22	8	72	23	10	90	24
	4	16	22	6	24	24	8	32	25	12	48	27	16	64	29	20	80	31
	6	14	25	9	21	28	12	28	29	18	42	33	24	56	36	30	70	39
	8	12	27	12	18	31	16	24	34	24	36	39	32	48	44	40	60	48
8%	10	10	27	15	15	32	20	20	37	30	30	45	40	40	52	50	50	58
	12	8	26	18	12	30	24	16	33	36	24	39	48	32	44	60	40	48
	14	6	24	21	9	27	28	12	29	42	18	33	56	24	36	70	30	39
	16	4	22	24	6	23	32	8	25	48	12	27	64	16	29	80	20	31
	18	2	19	27	3	20	36	4	21	54	6	22	72	8	23	90	10	24
	2	18	16	3	27	17	4	36	17	6	54	18	8	72	19	10	90	20
	4	16	19	6	24	20	8	32	21	12	48	23	16	64	25	20	80	27
	6	14	21	9	21	23	12	28	25	18	42	28	24	56	31	30	70	34
	8	12	23	12	18	27	16	24	30	24	36	34	32	48	39	40	60	43
10%	10	10	24	15	15	29	20	20	33	30	30	40	40	40	47	50	50	52
	12	8	22	18	12	26	24	16	29	36	24	34	48	32	39	60	40	43
	14	6	20	21	9	23	28	12	25	42	18	28	56	24	31	70	30	34
	16	4	18	24	6	19	32	8	21	48	12	23	64	16	25	80	20	27
	18	2	16	27	3	16	36	4	17	54	6	18	72	8	19	90	10	20
	2	18	14	3	27	14	4	36	15	6	54	16	8	72	17	10	90	18
	4	16	16	6	24	17	8	32	18	12	48	20	16	64	22	20	80	24
	6	14	18	9	21	20	12	28	22	18	42	25	24	56	28	30	70	31
	8	12	21	12	18	24	16	24	26	24	36	31	32	48	35	40	60	39
12%	10	10	21	15	15	26	20	20	30	30	30	37	40	40	43	50	50	48
	12	8	20	18	12	23	24	16	26	36	24	31	48	32	35	60	40	39
	14	6	18	21	9	20	28	12	22	42	18	25	56	24	28	70	30	31
	16	4	16	24	6	17	32	8	18	48	12	20	64	16	22	80	20	24
	18	2	13	27	3	14	36	4	15	54	6	16	72	8	17	90	10	18
	2	18	12	3	27	12	4	36	13	6	54	14	8	72	15	10	90	16
	4	16	14	6	24	15	8	32	16	12	48	18	16	64	20	20	80	22
	6	14	16	9	21	18	12	28	20	18	42	23	24	56	26	30	70	29
	8	12	19	12	18	21	16	24	24	24	36	28	32	48	32	40	60	36
14%	10	10	20	15	15	24	20	20	28	30	30	34	40	40	39	50	50	44
	12	8	18	18	12	21	24	16	4	36	24	28	48	32	32	60	40	36
	14	6	16	21	9	18	28	12	20	42	18	23	56	24	26	70	30	29
	16	4	14	24	6	15	32	8	16	48	12	18	64	16	20	80	20	22
	18	2	12	27	3	12	36	4	13	54	6	14	72	8	15	90	10	16
	2	18	11	3	27	11	4	36	11	6	54	12	8	72	14	10	90	15
	4	16	12	6	24	14	8	32	15	12	48	17	16	64	19	20	80	21
	6	14	15	9	21	16	12	28	18	18	42	21	24	56	24	30	70	27
	8	12	17	12	18	20	16	24	22	24	36	26	32	48	30	40	60	34
16%	10	10	18	15	15	23	20	20	26	30	30	32	40	40	37	50	50	41
	12	8	17	18	12	19	24	16	22	36	24	26	48	32	30	60	40	34
	14	6	14	21	9	16	28	12	18	42	18	21	56	24	24	70	30	27
	16	4	12	24	6	13	32	8	15	48	12	17	64	16	19	80	20	21
	18	2	10	27	3	11	36	4	11	54	6	12	72	8	14	90	10	15

Tabela 61 - Distância de visibilidade noturna (Curvas convexas)

Continuação

Y	150			200			250			300			400		
i1-i2	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist	*Y1*	*Y2*	Dist
	15	135	83	20	180	86	25	225	88	30	270	91	40	360	96
	30	120	99	40	160	104	50	200	110	60	240	115	80	320	125
	45	105	116	60	140	125	75	175	133	90	210	141	120	280	157
	60	90	134	80	120	148	100	150	160	120	180	171	160	240	193
2%	75	75	143	100	100	165	125	125	185	150	150	202	200	200	234
	90	60	130	120	80	145	150	100	158	180	120	170	240	160	193
	105	45	113	140	60	123	175	75	132	210	90	141	280	120	157
	120	30	97	160	40	103	200	50	109	240	60	114	320	80	125
	135	15	82	180	20	85	225	25	88	270	30	90	360	40	96
	15	135	58	20	180	60	25	225	63	30	270	65	40	360	71
	30	120	71	40	160	77	50	200	82	60	240	87	80	320	97
	45	105	86	60	140	94	75	175	102	90	210	110	120	280	125
	60	90	103	80	120	114	100	150	125	120	180	136	160	240	156
3%	75	75	117	100	100	135	125	125	151	150	150	165	200	200	191
	90	60	101	120	80	113	150	100	125	180	120	135	240	160	156
	105	45	85	140	60	94	175	75	102	210	90	110	280	120	125
	120	30	71	160	40	76	200	50	82	240	60	87	320	80	97
	135	15	58	180	20	60	225	25	63	270	30	65	360	40	71
	15	135	45	20	180	48	25	225	51	30	270	53	40	360	58
	30	120	57	40	160	63	50	200	68	60	240	73	80	320	83
	45	105	71	60	140	79	75	175	86	90	210	94	120	280	108
	60	90	86	80	120	97	100	150	107	120	180	117	160	240	135
4%	75	75	101	100	100	117	125	125	131	150	150	143	200	200	165
	90	60	85	120	80	96	150	100	107	180	120	117	240	160	135
	105	45	70	140	60	78	175	75	86	210	90	94	280	120	108
	120	30	57	160	40	62	200	50	68	240	60	73	320	80	83
	135	15	45	180	20	48	225	25	50	270	30	53	360	40	58
	15	135	38	20	180	40	25	225	43	30	270	45	40	360	50
	30	120	49	40	160	54	50	200	59	60	240	64	80	320	74
	45	105	61	60	140	69	75	175	76	90	210	84	120	280	97
	60	90	75	80	120	85	100	150	95	120	180	104	160	240	121
5%	75	75	90	100	100	104	125	125	117	150	150	128	200	200	148
	90	60	75	120	80	85	150	100	95	180	120	104	240	160	121
	105	45	61	140	60	69	175	75	77	210	90	84	280	120	97
	120	30	49	160	40	54	200	50	59	240	60	64	320	80	74
	135	15	38	180	20	40	225	25	43	270	30	45	360	40	50
	15	135	33	20	180	35	25	225	38	30	270	40	40	360	45
	30	120	43	40	160	48	50	200	53	60	240	58	80	320	67
	45	105	55	60	140	62	75	175	70	90	210	76	120	280	88
	60	90	68	80	120	78	100	150	87	120	180	95	160	240	110
6%	75	75	83	100	100	95	125	125	107	150	150	117	200	200	135
	90	60	68	120	80	78	150	100	87	180	120	95	240	160	110
	105	45	55	140	60	62	175	75	70	210	90	76	280	120	88
	120	30	43	160	40	48	200	50	53	240	60	58	320	80	67
	135	15	33	180	20	35	225	25	38	270	30	40	360	40	45

Tabela 61 - Distância de visibilidade noturna (Curvas convexas)

Continuação

Y	150			200			250			300			400		
i1-i2	***Y1***	***Y2***	**Dist**	***Y1***	***Y2***	**Dist**	***Y1***	***Y2***	**Dist**	***Y1***	***Y2***	**Dist**	***Y1***	***Y2***	**Dist**
	15	*135*	26	*20*	*180*	29	*25*	*225*	32	*30*	*270*	34	*40*	*360*	39
	30	*120*	36	*40*	*160*	41	*50*	*200*	46	*60*	*240*	51	*80*	*320*	58
	45	*105*	47	*60*	*140*	54	*75*	*175*	60	*90*	*210*	66	*120*	*280*	76
	60	*90*	58	*80*	*120*	67	*100*	*150*	75	*120*	*180*	83	*160*	*240*	95
8%	*75*	*75*	72	*100*	*100*	83	*125*	*125*	92	*150*	*150*	101	*200*	*200*	117
	90	*60*	58	*120*	*80*	67	*150*	*100*	75	*180*	*120*	83	*240*	*160*	95
	105	*45*	47	*140*	*60*	54	*175*	*75*	60	*210*	*90*	66	*280*	*120*	76
	120	*30*	36	*160*	*40*	41	*200*	*50*	46	*240*	*60*	51	*320*	*80*	58
	135	*15*	26	*180*	*20*	29	*225*	*25*	31	*270*	*30*	34	*360*	*40*	39
	15	*135*	23	*20*	*180*	25	*25*	*225*	28	*30*	*270*	30	*40*	*360*	35
	30	*120*	32	*40*	*160*	37	*50*	*200*	41	*60*	*240*	45	*80*	*320*	52
	45	*105*	42	*60*	*140*	48	*75*	*175*	54	*90*	*210*	59	*120*	*280*	68
	60	*90*	52	*80*	*120*	60	*100*	*150*	67	*120*	*180*	74	*160*	*240*	85
10%	*75*	*75*	64	*100*	*100*	74	*125*	*125*	83	*150*	*150*	90	*200*	*200*	104
	90	*60*	52	*120*	*80*	60	*150*	*100*	67	*180*	*120*	74	*240*	*160*	85
	105	*45*	42	*140*	*60*	48	*175*	*75*	54	*210*	*90*	59	*280*	*120*	68
	120	*30*	32	*160*	*40*	37	*200*	*50*	41	*240*	*60*	45	*320*	*80*	52
	135	*15*	23	*180*	*20*	25	*225*	*25*	28	*270*	*30*	30	*360*	*40*	35
	15	*135*	20	*20*	*180*	23	*25*	*225*	25	*30*	*270*	28	*40*	*360*	32
	30	*120*	29	*40*	*160*	34	*50*	*200*	38	*60*	*240*	41	*80*	*320*	48
	45	*105*	38	*60*	*140*	44	*75*	*175*	49	*90*	*210*	54	*120*	*280*	62
	60	*90*	48	*80*	*120*	55	*100*	*150*	62	*120*	*180*	67	*160*	*240*	78
12%	*75*	*75*	58	*100*	*100*	67	*125*	*125*	75	*150*	*150*	83	*200*	*200*	95
	90	*60*	48	*120*	*80*	55	*150*	*100*	62	*180*	*120*	67	*240*	*160*	78
	105	*45*	38	*140*	*60*	44	*175*	*75*	49	*210*	*90*	54	*280*	*120*	62
	120	*30*	29	*160*	*40*	34	*200*	*50*	38	*240*	*60*	41	*320*	*80*	48
	135	*15*	20	*180*	*20*	23	*225*	*25*	25	*270*	*30*	28	*360*	*40*	32
	15	*135*	18	*20*	*180*	21	*25*	*225*	23	*30*	*270*	25	*40*	*360*	29
	30	*120*	27	*40*	*160*	31	*50*	*200*	35	*60*	*240*	38	*80*	*320*	44
	45	*105*	35	*60*	*140*	41	*75*	*175*	46	*90*	*210*	50	*120*	*280*	58
	60	*90*	44	*80*	*120*	51	*100*	*150*	57	*120*	*180*	62	*160*	*240*	72
14%	*75*	*75*	54	*100*	*100*	62	*125*	*125*	70	*150*	*150*	76	*200*	*200*	88
	90	*60*	44	*120*	*80*	51	*150*	*100*	57	*180*	*120*	62	*240*	*160*	72
	105	*45*	35	*140*	*60*	41	*175*	*75*	46	*210*	*90*	50	*280*	*120*	58
	120	*30*	27	*160*	*40*	31	*200*	*50*	35	*240*	*60*	38	*320*	*80*	44
	135	*15*	18	*180*	*20*	21	*225*	*25*	23	*270*	*30*	25	*360*	*40*	29
	15	*135*	17	*20*	*180*	19	*25*	*225*	22	*30*	*270*	24	*40*	*360*	28
	30	*120*	25	*40*	*160*	29	*50*	*200*	33	*60*	*240*	36	*80*	*320*	41
	45	*105*	33	*60*	*140*	38	*75*	*175*	43	*90*	*210*	47	*120*	*280*	54
	60	*90*	41	*80*	*120*	48	*100*	*150*	53	*120*	*180*	58	*160*	*240*	67
16%	*75*	*75*	51	*100*	*100*	58	*125*	*125*	65	*150*	*150*	72	*200*	*200*	83
	90	*60*	41	*120*	*80*	48	*150*	*100*	53	*180*	*120*	58	*240*	*160*	67
	105	*45*	33	*140*	*60*	38	*175*	*75*	43	*210*	*90*	47	*280*	*120*	54
	120	*30*	25	*160*	*40*	29	*200*	*50*	33	*240*	*60*	36	*320*	*80*	41
	135	*15*	17	*180*	*20*	19	*225*	*25*	22	*270*	*30*	24	*360*	*40*	28

8.6 CANALIZAÇÃO

O projeto de interseções deve começar com os objetivos básicos de qualquer projeto de rodovia, a saber:

- O projeto e o sistema de controle de tráfego devem otimizar a qualidade da operação do tráfego em toda a interseção.
- A interseção deve ser projetada para minimizar os acidentes e suas conseqüências.

A qualidade da operação refere-se a segurança, nível de serviço, conforto e facilidade de manobra. De um bom projeto resulta uma interseção transposta sem dificuldade, no mínimo de tempo e com segurança por usuários não familiarizados com o local.

As interseções diferem dos trechos contínuos das rodovias por resultarem em situações em que os veículos se deslocam em direções e sentidos opostos ou conflitantes, tendo que utilizar o mesmo espaço disponível e com maior número de caminhos a seguir.

8.6.1 Objetivos Funcionais da Canalização

A obtenção de operação segura e eficiente em uma interseção resulta de adequada solução para os conflitos de tráfego que lhe são inerentes. Para atingir esse objetivo devem ser observados os seguintes aspectos:

- O número de pontos de conflito deve ser reduzido ao mínimo exigido para operação eficiente (Figura 117).
- Os conflitos devem ser simples e de fácil compreensão para os motoristas (Figura 118).
- A freqüência com que os conflitos ocorrem deve ser limitada (Figura 119).
- A severidade dos conflitos que ocorrem deve ser limitada (Figura 120).

A primeira observação enfatiza a necessidade de simplicidade no projeto. Interseções complexas são difíceis de operar, criam confusão para motoristas não familiarizados com o local e devem ser evitadas. A segunda refere-se tanto à operação quanto à segurança: a dificuldade de avaliar o funcionamento de um ponto de conflito representa uma possível fonte de demora e de acidentes. A terceira e a quarta relacionam-se essencialmente à segurança: redução do número de possibilidades de ocorrência de acidentes e de sua gravidade.

Esses quatro aspectos formam a base conceitual para o projeto de canalização de interseções. A experiência aliada a pesquisas e ao acompanhamento do dia a dia dos problemas reais permitem deduzir:

- Muitos problemas de operação de interseções resultam da concentração de atividades em uma área muito pequena. Motoristas obrigados a tomar decisões rápidas entre várias opções são propensos a erros. Suas ações (freadas bruscas, manobras imprecisas) confundem outros motoristas, agravando a situação.

- Interseções geralmente exigem ajustamentos das velocidades dos veículos para operação segura. Desaceleração e frenagens para efetuar giros à esquerda/direita ou evitar conflitos são necessários para a maioria dos motoristas que entram em uma interseção. Esses ajustes de velocidade criam oportunidades de erros e conflitos, já que obrigam que outros motoristas reajam a eles.

- Motoristas desatentos, pouco hábeis, ou não familiarizados com o local podem afetar de forma sensível a operação de uma interseção. Súbitas mudanças de faixa, frenagens, e velocidades inadequadas criam problemas de segurança. O número de opções a tomar em um ponto de conflito aumenta a probabilidade de erros e manobras inseguras.

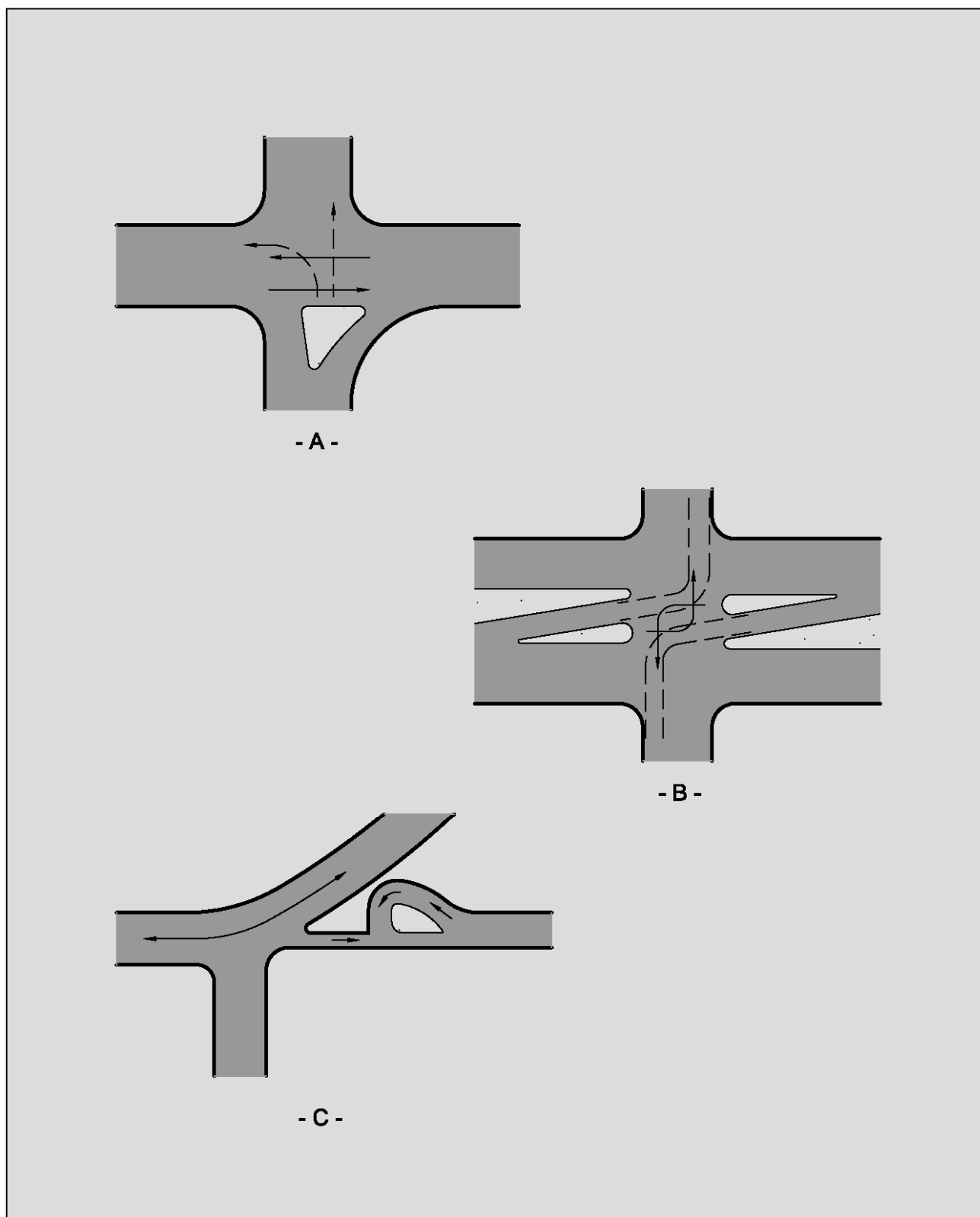



Figura 117 – Limitação dos pontos de conflito

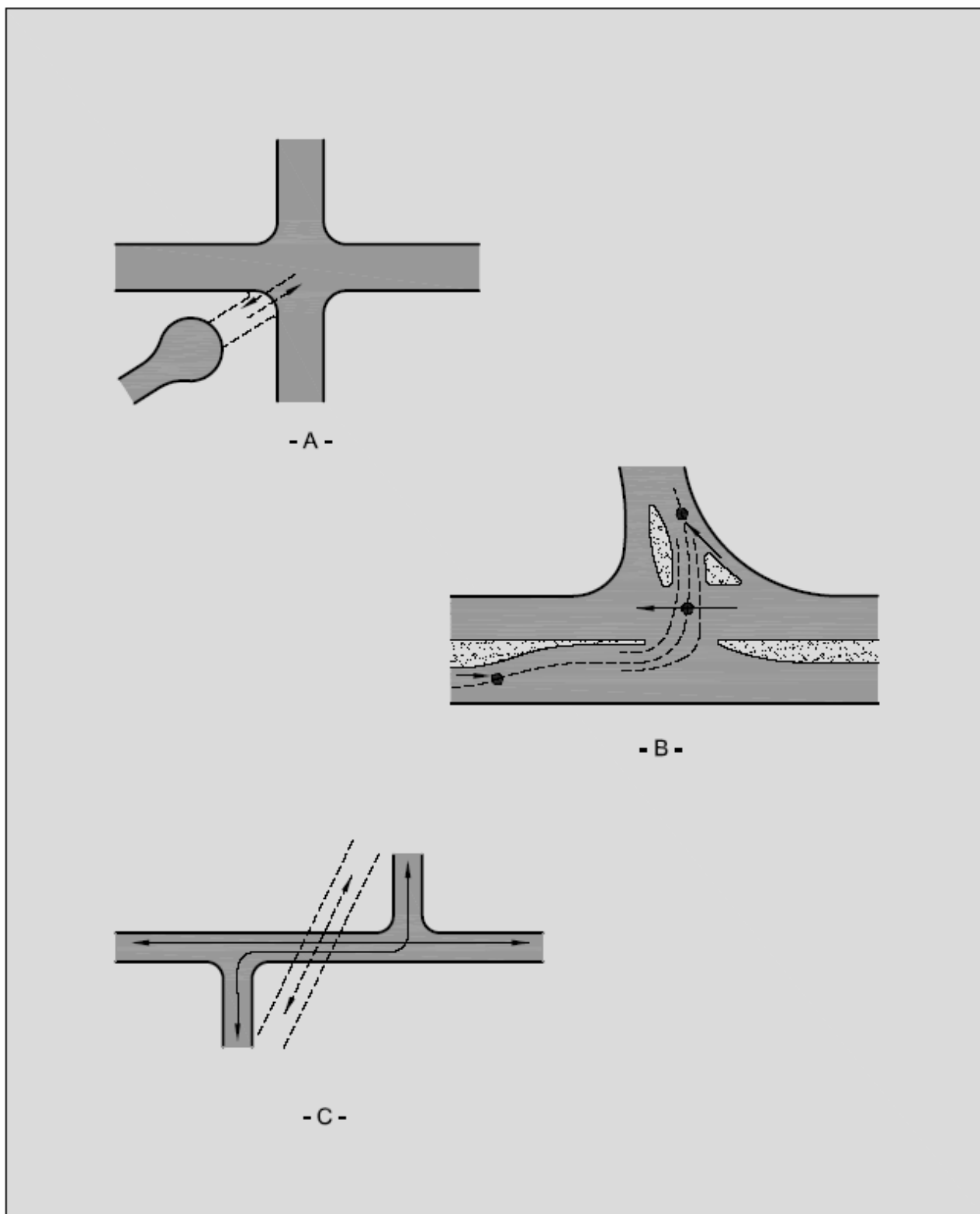



Figura 118 – Eliminação da complexidade de conflitos

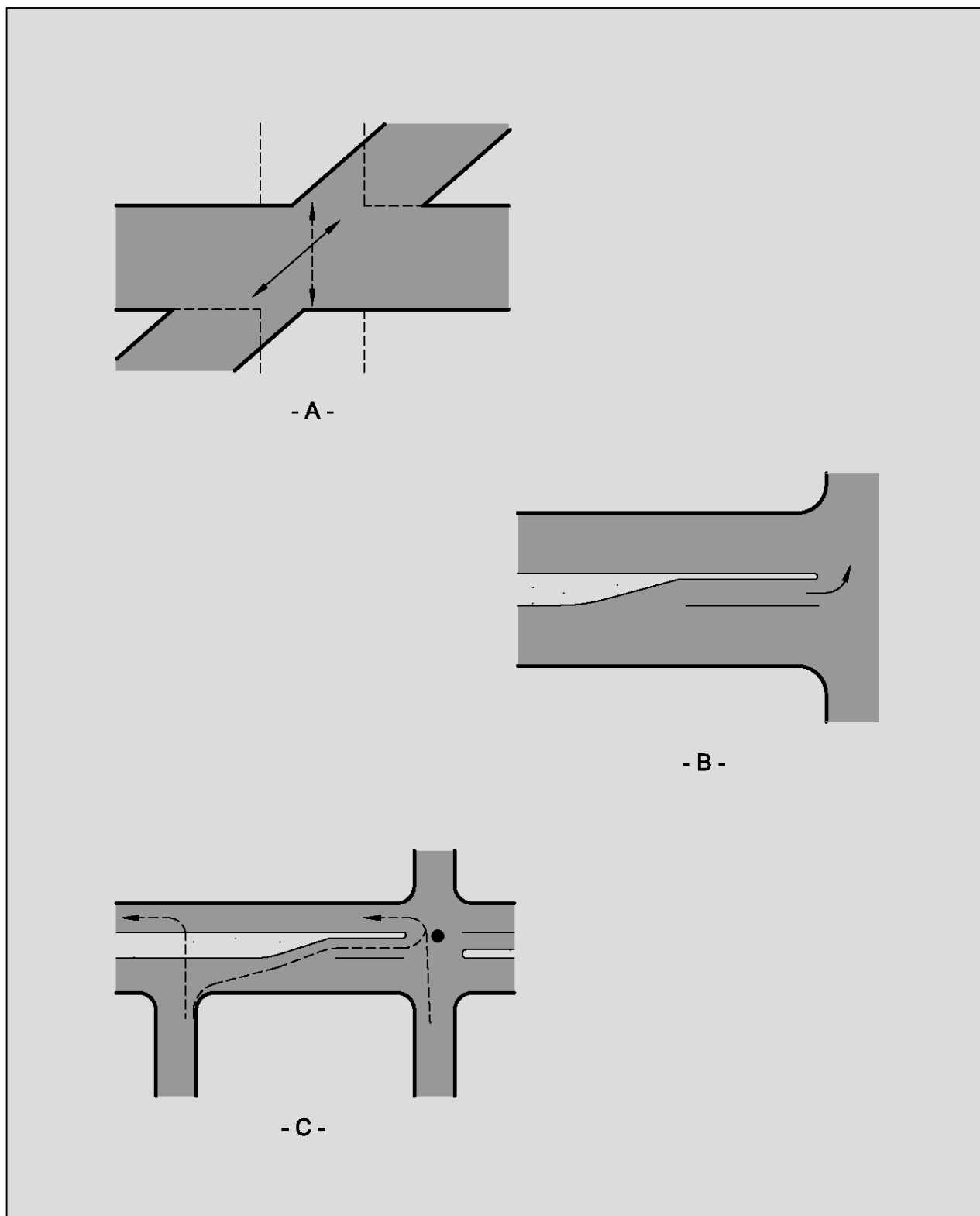



Figura 119 – Limitação da freqüência de conflitos

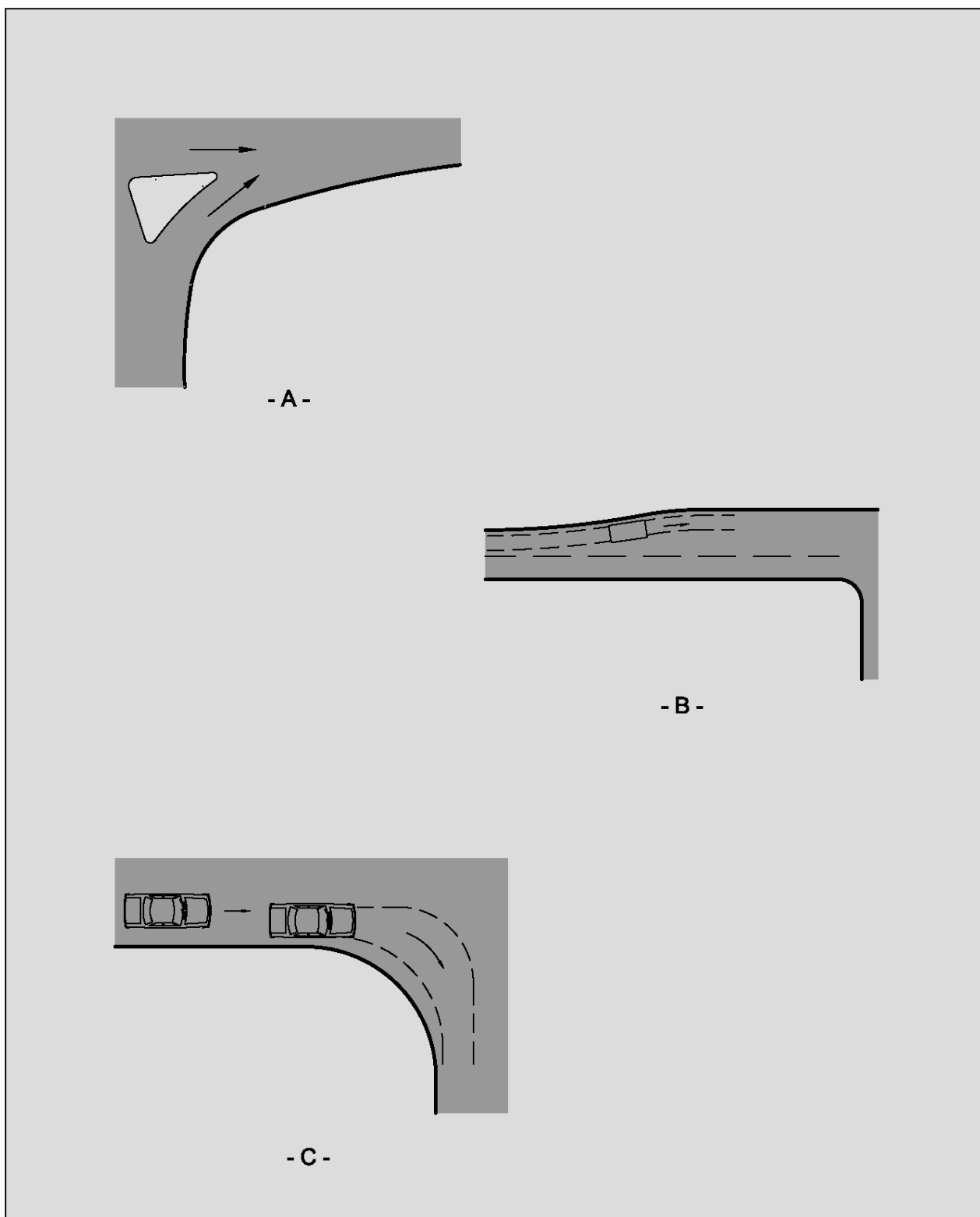



Figura 120 – Limitação da severidade de conflitos

8.6.2 Princípios Básicos de Canalização

Os princípios de canalização detalhados nas páginas que se seguem resultaram da análise da natureza da operação das interseções e dos objetivos dos seus projetos. São nove os princípios identificados.

- Movimentos indesejáveis ou incorretos devem ser desencorajados ou proibidos por meio de canalização.
- Trajetórias adequadas devem ser definidas claramente pelos elementos da canalização.
- Velocidades adequadas e seguras devem ser encorajadas na elaboração do projeto da interseção.
- O projeto da interseção, sempre que possível, deve separar os pontos de conflito.
- As correntes de tráfego devem cruzar com ângulos próximos de 90° e devem se incorporar com ângulos muito pequenos.
- O projeto da interseção deve facilitar o movimento das correntes principais de tráfego.
- O projeto da interseção deve facilitar o funcionamento do sistema de controle de tráfego.
- Veículos em processo de desaceleração, lentos, ou parados, devem ficar fora das faixas do tráfego direto de alta velocidade.
- Deve ser previsto refúgio adequado para pedestres, ciclistas e outros em situações de desvantagem, onde for apropriado.

Os instrumentos que os projetistas e engenheiros de tráfego dispõem para atingir os objetivos da canalização são resumidos a seguir:

- Faixas de tráfego.
- Ilhas de tráfego.
- Canteiros separadores.
- Raios de giro.
- Características geométricas das aproximações.
- Transições e tapers.
- Sinalização (placas, marcas no pavimento, etc.).

a) Movimentos indesejáveis ou incorretos devem ser desencorajados ou proibidos por meio de canalização.

Ilhas de tráfego, canteiros elevados ou raios de cantos devem ser usados para restringir ou evitar movimentos indesejáveis ou errados. Onde tais movimentos não puderem ser completamente bloqueados, o esquema de canalização deve desencorajar sua execução.

Canteiros com meios-fios elevados impedem giros à esquerda da rodovia para a via secundária e vice-versa. Esse tratamento pode ser apropriado nos locais onde os giros à esquerda são perigosos ou provocam congestionamento (Figura 121A).

Execução da canalização do canteiro central com uso de raios adequados pode desencorajar movimentos incorretos e perigosos da rodovia para um ramo de acesso, sem impedir outros movimentos previstos (Figura 121B).

Alinhamento adequado da aproximação e escolha do raio de esquina pode encorajar giro à direita e desencorajar o giro indesejado à esquerda (Figura 121C).

Ilhas de tráfego com meios-fios elevados podem bloquear movimentos diretos proibidos ou movimentos de giro indesejados, sem impedir outros movimentos da interseção (Figura 121D).

Eventualmente é necessário impedir certos movimentos de modo a conseguir fluxo de tráfego seguro ou eficiente. A canalização deverá ser cuidadosamente projetada para poder atingir esse objetivo sem inibir outros movimentos necessários ou desejados.

Impedir movimentos errados é especialmente importante em certas vias; a saber:

- Ramos de acesso de vias expressas;
- Ruas de mão única;
- Vias expressas ou outras rodovias com pistas separadas.

Em outros casos, pode ser necessário impedir certos movimentos que tendem a prejudicar o fluxo de tráfego, tais como:

- Giros à esquerda em acessos perto de interseções;
- Entrada em pistas de acesso a estabelecimentos comerciais ao longo de vias arteriais de pista dupla;
- Interseções de vários ramos.

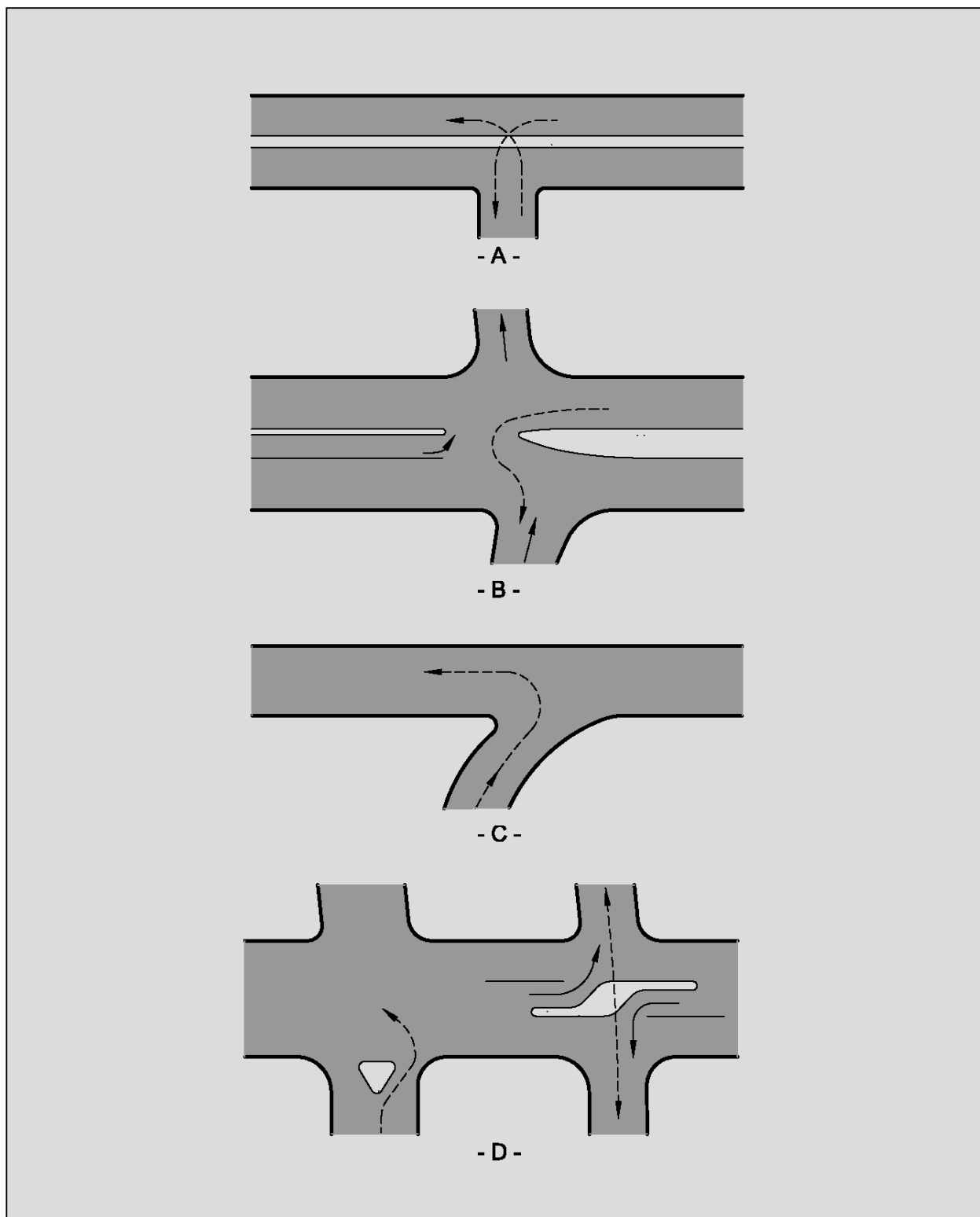



Figura 121 – Movimentos indesejáveis ou incorretos devem ser desencorajados ou proibidos por meio de canalização

A canalização pode ser usada também para manter o caráter funcional desejado de uma via. Com uso adequado de canalização o tráfego direto pode ser desencorajado ou impedido de usar uma rua local ou rua residencial.

b) Trajetórias adequadas devem ser definidas claramente pelos elementos da canalização.

O projeto de uma interseção, inclusive os alinhamentos das aproximações, ilhas de tráfego, marcas no pavimento e forma geométrica, deve definir claramente as trajetórias adequadas ou desejadas para os veículos. Faixas de tráfego de uso exclusivo para giros devem ser delineadas claramente para encorajar seu uso pelos motoristas e desencorajar os que pretendem continuar através da interseção. As ilhas de tráfego não devem criar dúvidas quanto à direção a seguir em seu entorno.

O alinhamento da aproximação, a canalização física e as marcas no pavimento indicam em conjunto as trajetórias a seguir na interseção. As faixas de giro à esquerda são projetadas de modo a minimizar a possibilidade de serem inadvertidamente utilizadas pelos veículos que desejam seguir em frente (Figura 122A).

A localização e o tipo de projeto das ilhas ajudam a definir adequadamente as trajetórias dos veículos nas interseções formadas pelos acessos a rodovias. A definição clara da trajetória é de particular importância nesses pontos, em face à grande possibilidade de movimentos errados e à necessidade de acomodar grandes volumes de tráfego (Figura 122B).

A definição clara das trajetórias dos veículos pode contribuir muito não só para operação segura como para aumento da capacidade. Canalizações adequadas eliminam movimentos errados e reduzem a possibilidade de mudanças de faixa de última hora, ou a ida de motoristas para locais não programados.

A definição clara das trajetórias é especialmente importante em interseções com geometria ou padrão de tráfego pouco comuns, tais como:

- Interseções de várias saídas;
- Interseções muito oblíquas;
- Interseções em que uma das correntes principais faz um giro;
- Interseções com grandes volumes de giros.

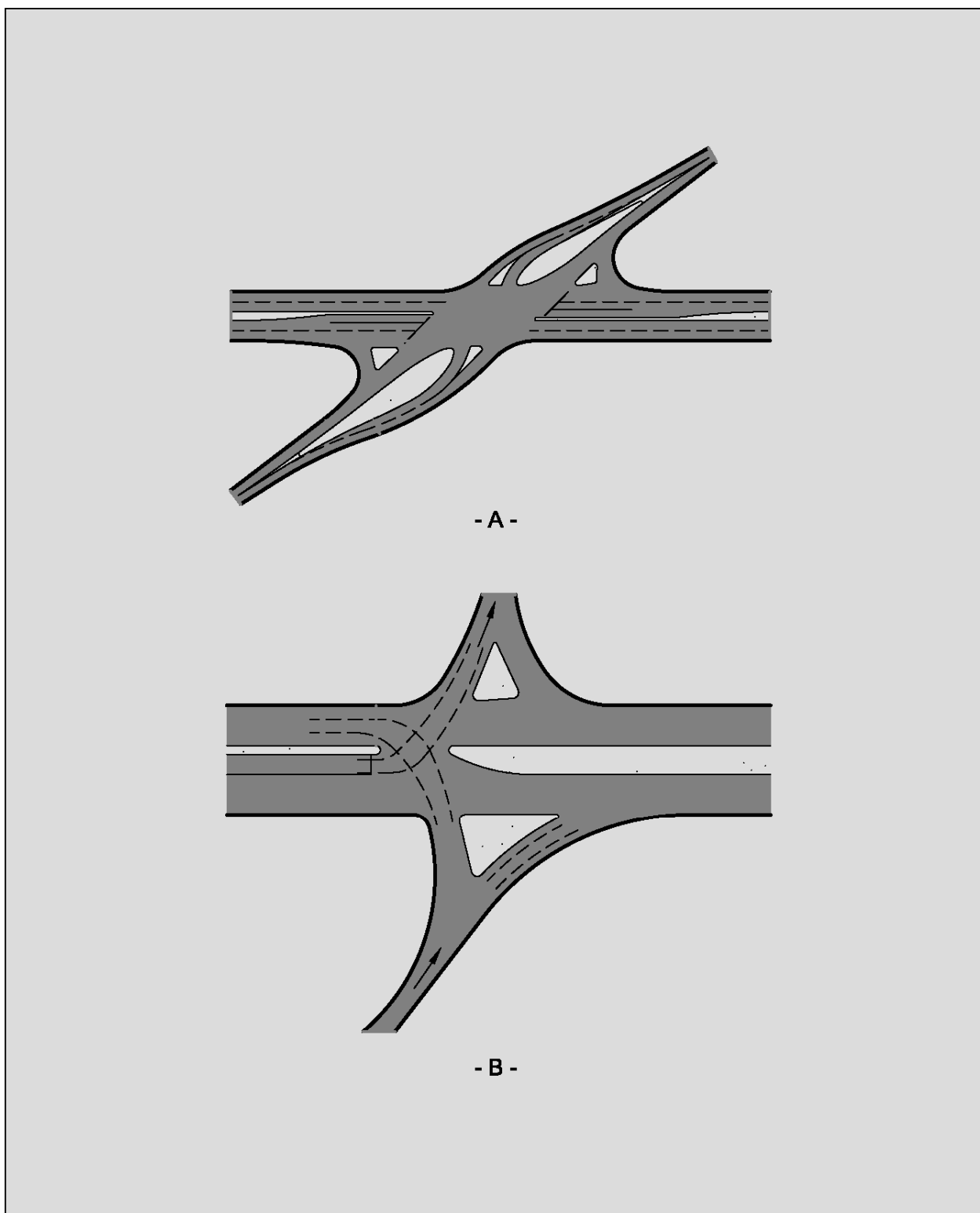



Figura 122 – Trajetórias adequadas devem ser definidas claramente pelos elementos de canalização

A aplicação deste princípio não deve ser mal interpretado pelos projetistas. Não é necessário, e muitas vezes é contraproducente canalizar cada um dos movimentos, usando um grande número de ilhas. O bom senso na definição das trajetórias deve se apoiar nas expectativas normais dos motoristas. Os motoristas que pretendem girar à esquerda prevêem a necessidade de passar para a faixa da esquerda, para se posicionarem para o giro. Os motoristas que pretendem seguir em frente (ou que seguem o fluxo principal) esperam permanecer na rodovia. Eles não imaginam ter que fazer movimentos abruptos. Os motoristas geralmente reconhecem a ordem geral de prioridades imposta pelos tipos de movimentos (giros à esquerda, giros à direita, movimentos diretos) e pela sinalização. A canalização para definir trajetórias para esses movimentos deve reforçar as expectativas dos motoristas.

c) Velocidades adequadas e seguras devem ser encorajadas na elaboração do projeto da interseção.

A canalização deve incentivar velocidades adequadas para os veículos sempre que possível. Em alguns casos isso importa em prover alinhamento livre para facilitar movimentos de alta velocidade e de tráfego elevado. Em outros casos a canalização pode ser usada para limitar as velocidades dos veículos, visando reduzir conflitos sérios a alta velocidade.

As condições do alinhamento e da canalização impõem desaceleração e baixa velocidade na aproximação do sinal de parada obrigatória. Isso aumenta a segurança dos giros à esquerda na rodovia principal, de movimento livre. O movimento de giro à direita vindo da rodovia principal dispõe de canalização de padrão elevado. Este movimento tem prioridade e pode ser feito com segurança em alta velocidade (Figura 123A).

O projeto da aproximação e do taper da faixa de giro à esquerda deve permitir desaceleração segura e confortável para o motorista. Tapers longos são desejáveis, mas não tão longos que tornem menos nítida a identificação do giro à esquerda (Figura 123B).

Pequenos raios de giro, que implicam em baixas velocidades nas conversões à direita são recomendáveis nos locais onde regularmente há conflitos com pedestres. Em outros locais, cuidados com a capacidade podem aconselhar o uso de raios maiores, que permitem maiores velocidades e maiores volumes de giro (Figura 123C).

A obtenção de velocidades adequadas é fundamental para otimização da segurança da interseção. Isso significa a manutenção de velocidades próprias para o tipo e local da interseção, e para o tipo de controle de tráfego.

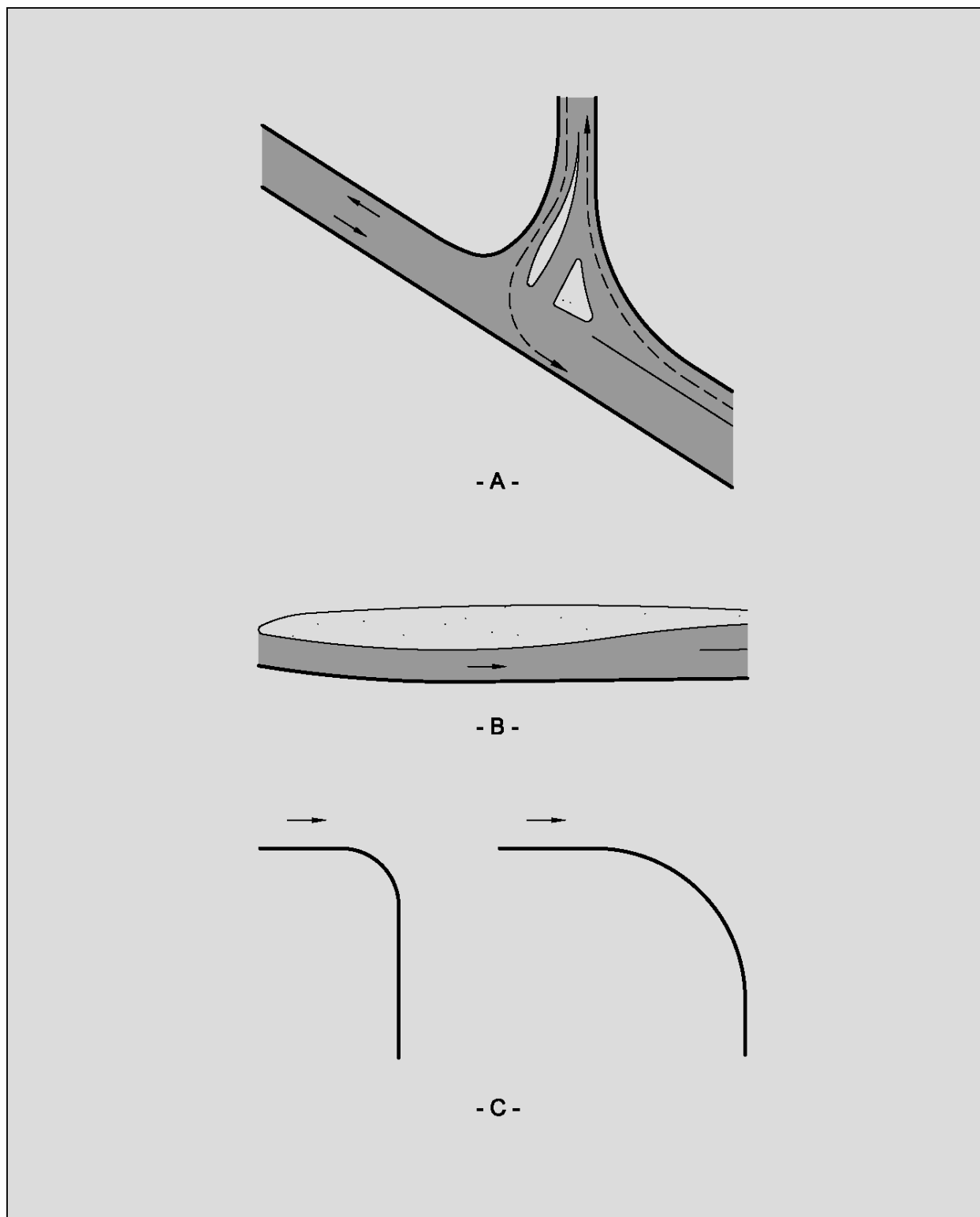



Figura 123 – Velocidades adequadas e seguras devem ser encorajadas na elaboração do projeto da interseção

Em certos casos velocidades elevadas nas interseções são recomendáveis. Por exemplo:

- Curvas de saída das faixas de tráfego direto em rodovias de velocidades relativamente altas;
- Faixas de tráfego direto em rodovias de velocidades relativamente altas.

Em outros casos, a canalização deve encorajar e estimular baixas velocidades. Por exemplo:

- Interseções perto de escolas, parques ou outros locais que geram tráfego de pedestres;
- Chegadas em pontos de parada obrigatória de interseções de rodovias de velocidades relativamente altas.

d) O projeto da interseção, sempre que possível, deve separar os pontos de conflito.

A separação de pontos de conflito facilita a tarefa de dirigir. As técnicas de canalização tais como adoção de faixas de giro, inclusão de ilhas e controle dos pontos de acesso, servem para separar os pontos de conflito, tornando possível o motorista percebê-los individualmente e reagir prontamente a cada um deles.

Faixas exclusivas para giro à esquerda evitam conflitos (colisões traseiras) entre veículos saindo da via direta e veículos continuando em frente (Figura 124A).

Giros à direita bem canalizados separam os pontos de conflito de confluência de veículos de outros pontos de conflito da interseção. Os canteiros separadores evitam conflitos entre veículos com sentidos contrários (Figura 124B).

A manutenção de espaçamento adequado entre interseções, combinado com o controle de acesso, separa os pontos de conflito ao longo de um corredor (Figura 124C).

A separação dos conflitos pode melhorar não só a capacidade como a segurança. A adoção de faixas de giro e de controle de acesso por meio de canteiros centrais aumenta a capacidade por separar os conflitos próprios das conversões do movimento do tráfego direto. A separação das faixas de tráfego opostas nas interseções facilita os giros à esquerda e os movimentos diretos por fornecer uma margem de erro adicional para os veículos que se afastarem de suas trajetórias ideais.

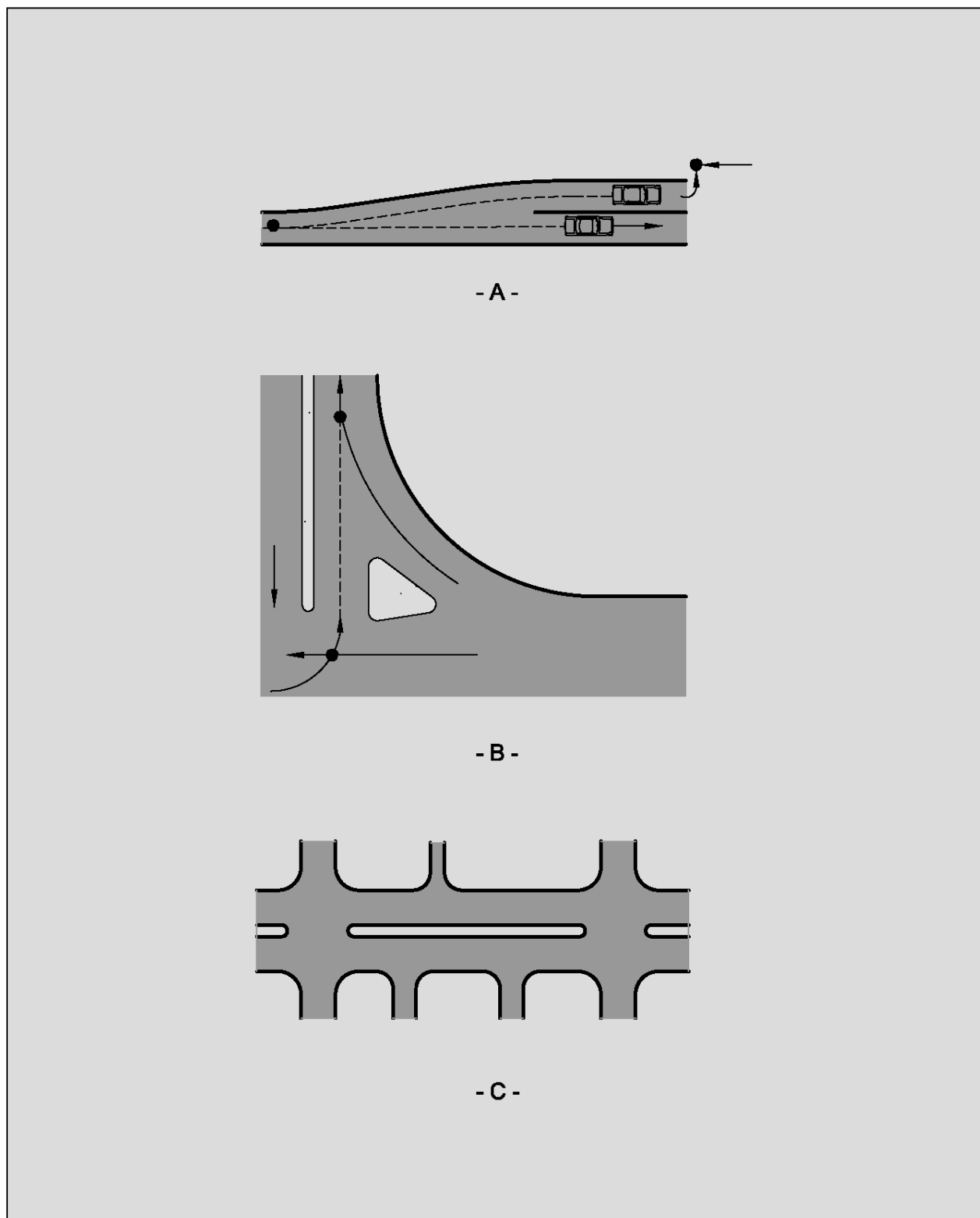



Figura 124 – O projeto da interseção, sempre que possível, deve separar os pontos de conflito

A separação dos pontos de conflito deve enfocar principalmente o elemento tempo e suas relações com a tarefa de dirigir, que inclui percepção, reação, direção e execução das manobras necessárias. Dessa forma, o projeto de separação de pontos de conflito deve ter sensibilidade na apreciação das velocidades das correntes. Muitos problemas de interseções rurais existentes, intensamente canalizadas, resultam de insuficiente distância (ou tempo) entre pontos de conflito.

e) As correntes de tráfego devem cruzar com ângulos próximos de 90º e devem se incorporar com ângulos muito pequenos.

O cruzamento e a incorporação de correntes de tráfego devem ser projetados visando minimizar tanto a probabilidade de colisão como o seu grau de severidade. Os cruzamentos devem ser tão próximos quanto possível de 90°. Já nas incorporações, os dois alinhamentos devem formar ângulos mínimos.

Ângulos retos reduzem ao mínimo as distâncias e tempos de exposição a conflitos dentro da interseção. No exemplo esquemático da Figura 125A, *dr* (a distância para cruzar em ângulo reto) é consideravelmente menor que *ds* (distância correspondente a um ângulo de 45°).

Travessias esconsas produzem ângulos de visão desconfortáveis e freqüentemente sujeitos a obstruções. O exemplo inferior é especialmente desaconselhável, já que o motorista que chega à rodovia tem a visão obstruída pelo interior do carro (Figura 125B).

Correntes que se incorporam formando ângulos pequenos facilitam muito a manobra de incorporação. Além disso, ângulos pequenos reduzem a energia de impacto, resultando em acidentes menos graves (Figura 125C).

Giros à direita, planejados para operar como movimentos livres ou sob regime de tráfego preferencial, devem ser projetados para que as correntes em incorporação formem ângulos pequenos. Quando o movimento de giro sofre interferência de uma corrente principal, deve-se prever uma parada obrigatória da corrente secundária.

A importância em evitar ângulos oblíquos varia com o tipo da interseção. Interseções de baixa velocidade, providas de sinalização luminosa, podem operar adequadamente sem que se altere os ângulos usando sinais amarelos de maior duração combinados ou não com vermelho. Entretanto, em interseções rurais de alta velocidade, sob regime de sinal de parada obrigatória, o ângulo de visão e problemas de exposição causados por ângulos muito oblíquos podem ser graves.

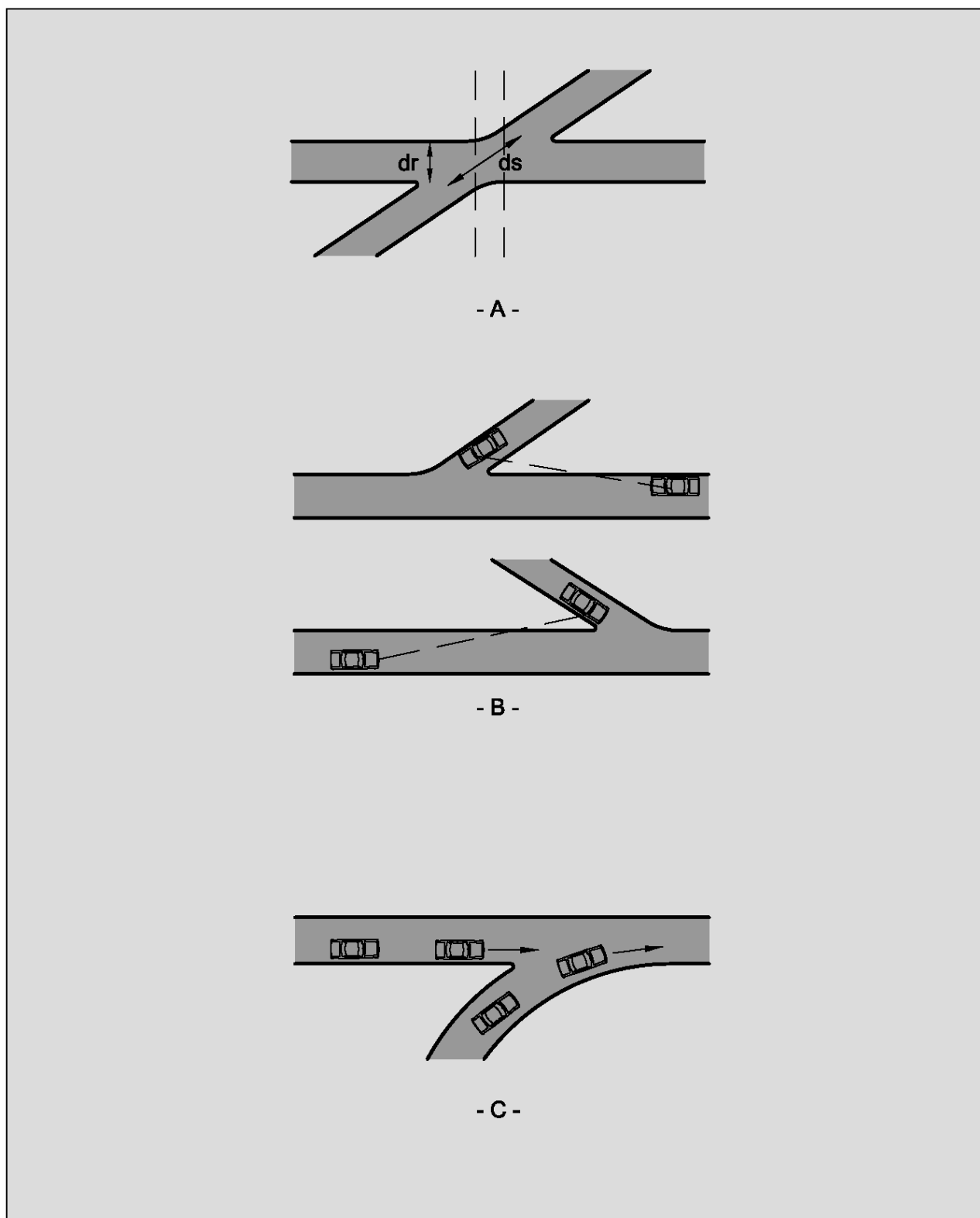



Figura 125 – As correntes de tráfego devem cruzar os ângulos próximos de 90° graus e devem se incorporar com ângulos pequenos

f) O projeto da interseção deve priorizar os movimentos das correntes principais de tráfego.

As características operacionais e a aparência das interseções devem tornar claros e de fácil execução os movimentos mais importantes. Esses movimentos podem ser baseados nos volumes relativos de tráfego das correntes, na classificação funcional das rodovias, ou nas rotas preferenciais selecionadas.

Modificações no alinhamento de uma interseção podem facilitar o movimento predominante. Movimentos anteriores de giro podem ser transformados em movimentos diretos, passando a secundários os fluxos de menores volumes (Figura 126A).

Consegue-se facilitar o movimento dos fluxos diretos da rodovia principal canalizando ambas as chegadas da via principal. Faixas separadas para giros à esquerda e canalização dos giros à direita minimizam e separam os conflitos envolvendo as correntes com tráfego direto. A aparência da interseção vista por qualquer dos ramos de chegada é consistente com a operação selecionada como prioritária (Figura126B).

A disposição das faixas de trânsito nas chegadas de uma interseção freqüentemente é baseada na relação entre os fluxos direto e de giro. Faixas duplas para giros à esquerda atendem melhor os casos de demandas elevadas de giros (Figura 126C).

A acomodação dos movimentos de alta prioridade envolve considerações de capacidade da rodovia e suas condições de operação, bem como das expectativas dos usuários. A forma e a aparência da geometria das chegadas a interseção devem indicar claramente os movimentos priorizados. Isto é especialmente importante em interseções com características pouco comuns, tais como:

- Interseções de múltiplos ramos;
- Elevados volumes de giro.

A geometria e a canalização pode agir de forma eficiente para reforçar o controle de tráfego. Em interseções rurais não providas de sinais luminosos, a geometria da aproximação aos pontos de parada obrigatória deve ser bastante diferente das aproximações aos pontos de livre acesso.

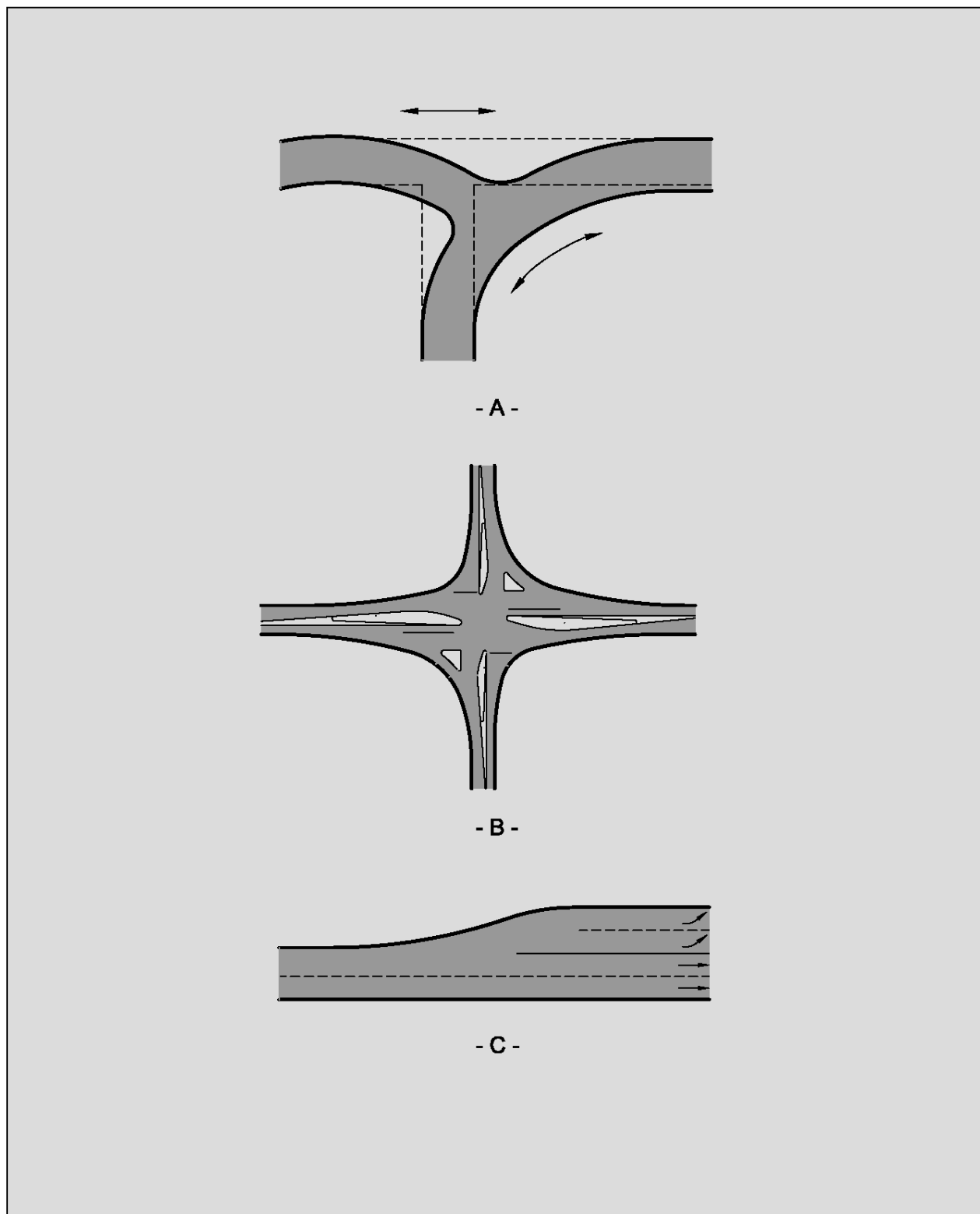



Figura 126 – O projeto de interseção deve priorizar os movimentos das correntes principais de tráfego

g) O projeto da interseção deve facilitar o funcionamento do sistema de controle de tráfego.

O processo de canalização empregado deve facilitar e ajudar o esquema de controle de tráfego selecionado para operação da interseção. O posicionamento e o projeto de faixas exclusivas deve ser compatível com a sinalização ou paradas obrigatórias previstas. O posicionamento das ilhas, canteiros separadores e retornos, devem ser acompanhados de sinalização de placas ou marcas em locais bem visíveis para os usuários.

O uso de faixa exclusiva para giros à esquerda em interseções sinalizadas melhora muito a operação por prover maior flexibilização para as fases do sistema. Isso permite ajustamento mais fácil na operação para refletir a variação dos padrões de tráfego nos vários períodos do dia. Projetos que permitem atender simultaneamente giros à esquerda opostos são especialmente favoráveis (Figura 127A).

As ilhas, além de atender a outras funções, são locais apropriados para colocar sinais de parada obrigatória ou de indicação de tráfego preferencial. O uso de ilhas desta maneira fornece a colocação dos sinais dentro do cone de visão do motorista. Observe na Figura 127B o uso de faixas de giro separadas com sinais de parada obrigatória. A faixa para giro à direita elimina demora desnecessária para os veículos que de outra maneira seriam atrasados por veículos esperando para fazer giros à esquerda, de maior dificuldade.

O controle de tráfego e a geometria da interseção são intimamente relacionadas. Um bom plano de canalização reforça a percepção pelos motoristas do plano de controle de tráfego, assim como otimiza a operação da interseção de acordo com o plano.

A operação de facilitar o controle do tráfego envolve adequado posicionamento das faixas de aproximação, dos raios das esquinas, dos canteiros separadores e das ilhas. Essas considerações são importantes na maximização da capacidade das interseções dentro do sistema de controle escolhido. Elas também afetam diretamente o posicionamento de placas de sinalização, sinais luminosos, marcas de pontos de parada obrigatória e outros dispositivos de controle de tráfego.

Por exemplo, em aproximações com paradas obrigatórias o projeto da interseção deve encorajar a parada e deve prover boas condições de visibilidade para ambos os sentidos do tráfego principal. Em interseções com sinalização luminosa, o posicionamento de ilhas e faixas de trânsito deve prover clara indicação dos sinais de todas as faixas de chegada.

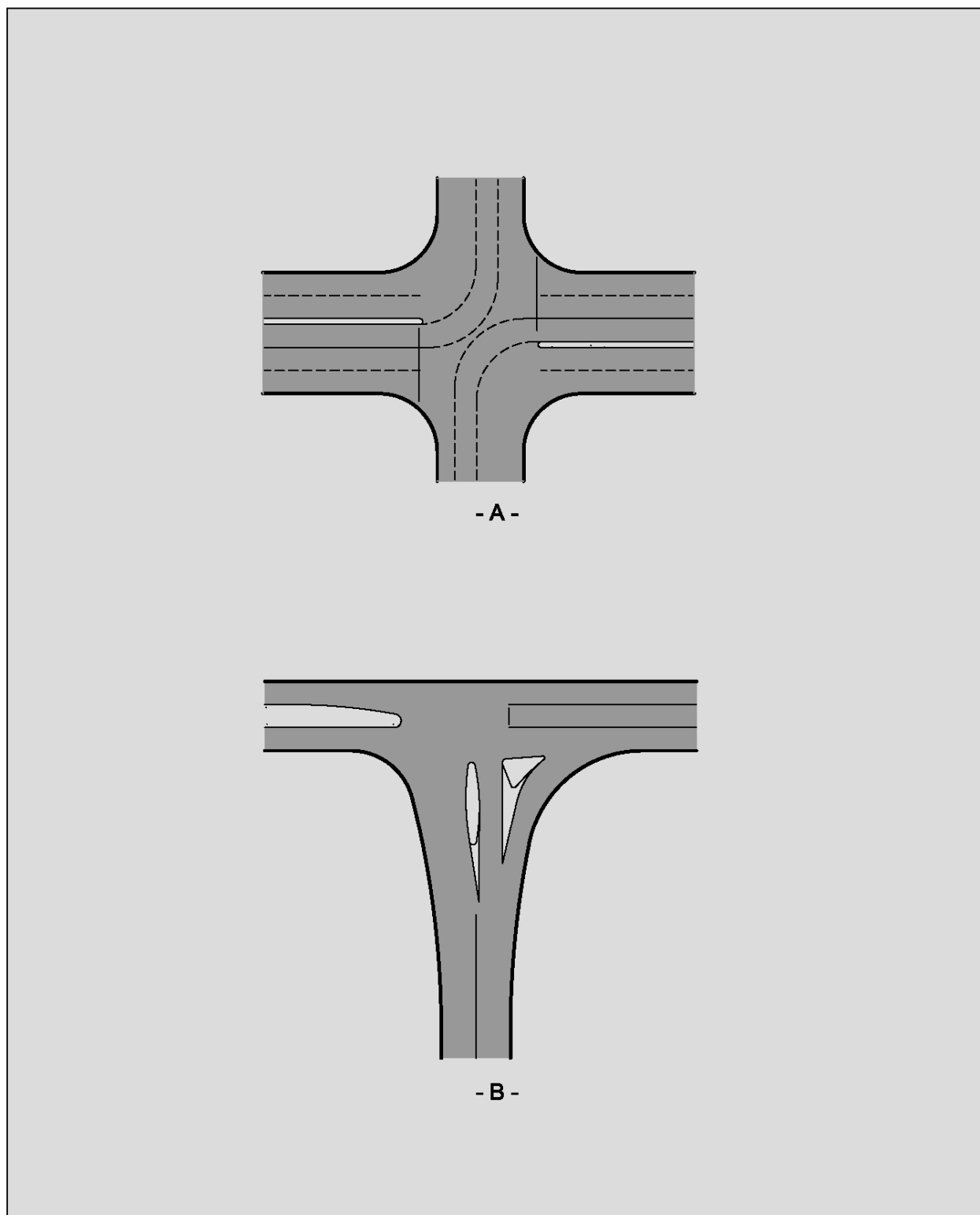



Figura 127 – O projeto de interseção deve facilitar o funcionamento do sistema de controle de tráfego

h) Veículos em processo de desaceleração, lentos, ou parados, devem ficar fora das faixas de tráfego de alta velocidade.

O projeto da interseção sempre que possível deve separar correntes de tráfego com grandes diferenças de velocidades. Veículos que precisam desacelerar ou parar para atender à sinalização ou para efetuar giros, devem ser separados do tráfego direto com maiores velocidades. Esta medida facilita a execução dos diversos movimentos pela redução das colisões traseiras.

Faixas separadas para giros à esquerda e à direita em rodovias rurais de altas velocidades retiram os veículos em processo de desaceleração dos veículos do tráfego direto. O perigo potencial de graves acidentes por colisões traseiras em alta velocidade faz o uso das faixas exclusivas de giros recomendáveis, independentemente dos volumes de tráfego executando manobras de giro (Figura 128A).

Grandes raios de giro nas esquinas, curvas afastadas dos bordos e curvas compostas facilitam os giros à direita a partir de rodovias de alta velocidade (Figura 128B).

Em rodovias de baixa velocidade ou vias urbanas, as faixas de giro à esquerda removem da corrente principal os veículos que esperam oportunidade de giro. Isso permite que aguardem o sinal de tráfego adequado ou as brechas da corrente contrária que consintam a travessia sem prejuízo para o tráfego direto (Figura 128C).

O grau em que estes princípios deverão ser aplicados dependerá das características do tráfego e da via, e a experiência indicará até que ponto eles poderão ser modificados a fim de satisfazer às condições encontradas em interseções particulares. Em qualquer projeto de canalização, no entanto, é requisito básico a simplicidade, considerando-se indesejáveis as interseções complexas apresentando múltipla escolha de movimentos. Isto é particularmente importante em zonas rurais, pela ausência de sinalização luminosa para o controle do trânsito.

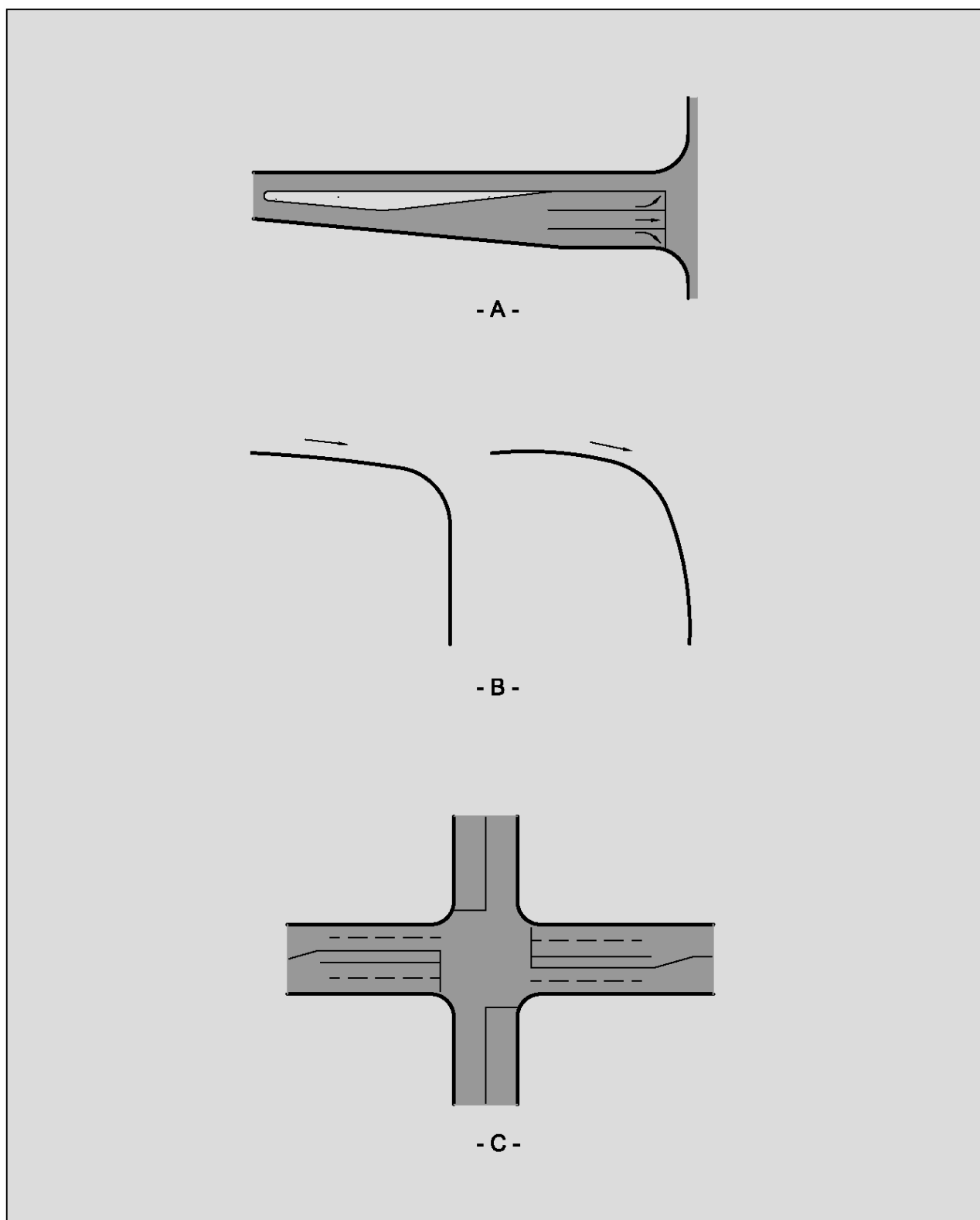



Figura 128 – Veículos em processo de desaceleração, lentos ou parados, devem ficar fora das faixas de tráfego de alta velocidade

8.7 ILHAS

8.7.1 Considerações Gerais

"Ilhas" são áreas bem definidas, situadas entre faixas de tráfego e destinadas a controlar o movimento dos veículos e/ou servir de refúgio para pedestres. A introdução de ilhas nas interseções visa principalmente minimizar os conflitos, melhorar a fluidez e aumentar a segurança do tráfego.

Sob o aspecto construtivo elas podem ser elevadas, pelo uso de meios-fios; formadas por marcas no pavimento, usadas nas áreas urbanas onde as velocidades são baixas e os espaços limitados, e em áreas rurais, onde a conservação torne inconveniente a presença de meios-fios; não revestidas, em nível com a pista, em terra ou ajardinadas nas ilhas de grandes dimensões.

Ainda que, muitas vezes, desempenhem simultaneamente várias funções, elas podem ser agrupadas em três classes funcionais:

Ilhas Canalizadoras: destinam-se ao controle e orientação dos movimentos de tráfego, usualmente dos que realizam manobras de conversão.

Ilhas Divisórias: destinam-se a separar correntes de veículos de mesmo ou de sentidos opostos.

Ilhas de Refúgio: destinam-se ao uso e proteção dos pedestres e ciclistas.

8.7.2 Ilhas Canalizadoras

São projetadas de modo a tornar evidente ao motoristas as trajetórias a seguir, cobrindo áreas inúteis que, se acessíveis aos veículos, poderiam dar origem a uma circulação desordenada.

São geralmente empregadas para atender a uma ou mais das seguintes finalidades:

- Reduzir a área de conflito, restringindo os veículos a trajetórias bem definidas, pois quando os motoristas têm livre escolha de trajetórias na interseção, suas ações se tornam imprevisíveis, gerando confusões e eventuais congestionamentos, aumentado, assim, a possibilidade de acidentes.
- Controlar o ângulo de conflito, pois no caso de cruzamentos eles devem ser feitos em ângulo reto ou próximo dele, a fim de se reduzir a velocidade relativa de impacto e a

possibilidade de colisões quase frontais, bem como se reduzir a distância e o tempo durante os quais os veículos possam estar em conflito.

- Separar os pontos de conflito, de modo a que o motorista enfrente apenas uma decisão de cada vez, minimizando o potencial de acidentes.
- Controlar a velocidade do tráfego, limitando-a a valores compatíveis com os padrões de segurança.
- Proteger os veículos cruzando ou executando manobras de giro, de modo a facilitar sua realização e minimizar a interferência com a corrente principal.
- Priorizar o movimento de tráfego predominante.
- Impedir ou dificultar a realização de movimentos proibidos.
- Fornecer locais adequados para a colocação de dispositivos de sinalização.

As ilhas canalizadoras pequenas devem ser delineadas por meios-fios, transponíveis ou não. Devem ter uma área mínima de 5,00 m² em interseções urbanas e de 7,00 m² em interseções rurais. Quando triangulares, seus lados não devem ser menores que 3,50 m (preferivelmente 4,50 m), depois de arredondadas as extremidades.

Quando um veículo se aproxima de uma ilha ela é vista como um obstáculo. Para orientação e conforto do motorista esse obstáculo deve ser afastado. Por essa razão, é desejável que as ilhas fiquem afastadas de 0,60 a 1,00 m do bordo da pista. Se a via tiver acostamentos, as ilhas deverão estar situadas de 1,20 a 2,10 m do bordo da pista principal, de modo a coibir o estacionamento dentro da interseção, sem dar sensação de estreitamento.

As extremidades dianteiras das ilhas devem estar afastadas de 1,20 a 2,10 m do bordo da pista da via principal ou da largura do acostamento, se este for maior, e de 0,60 a 1,00 m do bordo da pista de conversão. Nas áreas rurais, se a ilha é precedida de uma faixa de desaceleração, o afastamento mínimo desejável do bordo da pista principal é de 2,40 m. Estas extremidades devem ser arredondadas com raios de 0,60 a 1,00 m. Para a extremidade traseira, onde há convergência do tráfego, recomenda-se raio mínimo de arredondamento de 0,30 m.

O deslocamento da extremidade dianteira da ilha, a partir do bordo interno da pista da via principal é designado por C e tem por objetivo permitir o regresso à sua faixa na via principal aos motoristas que, equivocadamente, tenham iniciado a entrada no ramo. Esse deslocamento deve sofrer uma diminuição gradual até zero (0), numa extensão Z denominada “*comprimento de transição*”, obedecendo os valores mínimos fornecidos pela seguinte equação;

$$Z = \frac{CV}{9}$$

onde, Z e C são dados em metros e a velocidade V em km/h.

Quanto ao deslocamento da extremidade dianteira da ilha, a partir do bordo interno do ramo, a transição poderá ser feita através de uma reta tangente à curva definidora do bordo interno da pista de conversão e à curva definidora do nariz.

Convém ressaltar ainda, que as ilhas devem ser precedidas de sinalização apropriada, que poderá incluir placas, marcas no pavimento, tachões, pavimentos de cor e textura diferentes, etc., os quais deverão ter boa visibilidade diurna e noturna.

Nas Figuras 129 e 130 são mostrados os detalhes de projeto para ilhas triangulares, bem como os tratamentos que as mesmas devem receber.

8.7.3 Ilhas Divisórias

São usualmente alongadas e localizadas ao longo da via, separando fluxos de mesmo sentido ou de sentidos opostos (Figura 131). Geralmente são projetadas para formar uma área de parada ou armazenagem para os veículos que esperam a oportunidade de efetuar manobras de cruzamento ou giro. Através de seu alargamento gradual, alertam os motoristas sobre a existência de interseção à frente e orientam quanto à faixa correta a ser seguida.

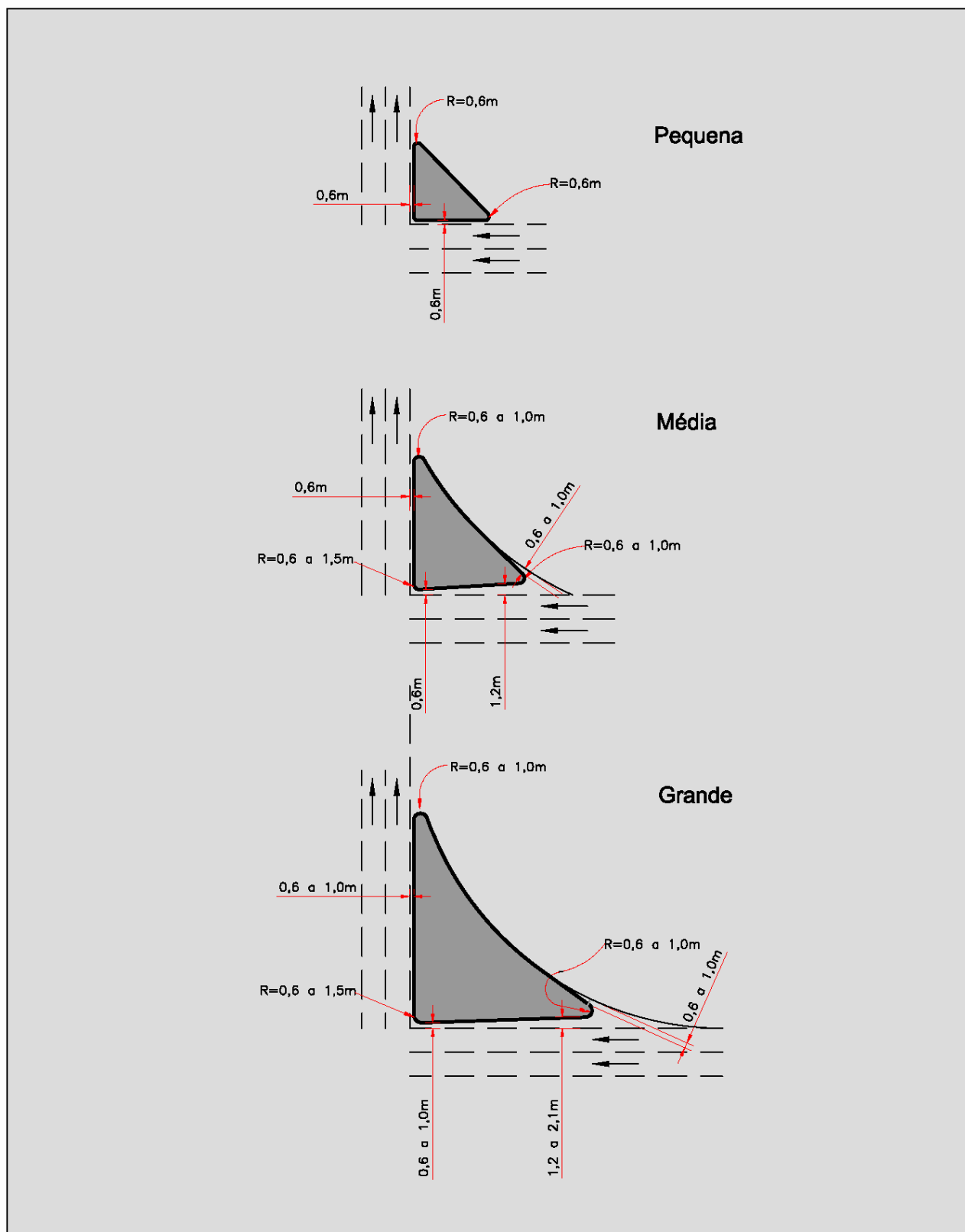



Figura 129 – Detalhes de projeto das ilhas com meios-fios (Áreas urbanas)

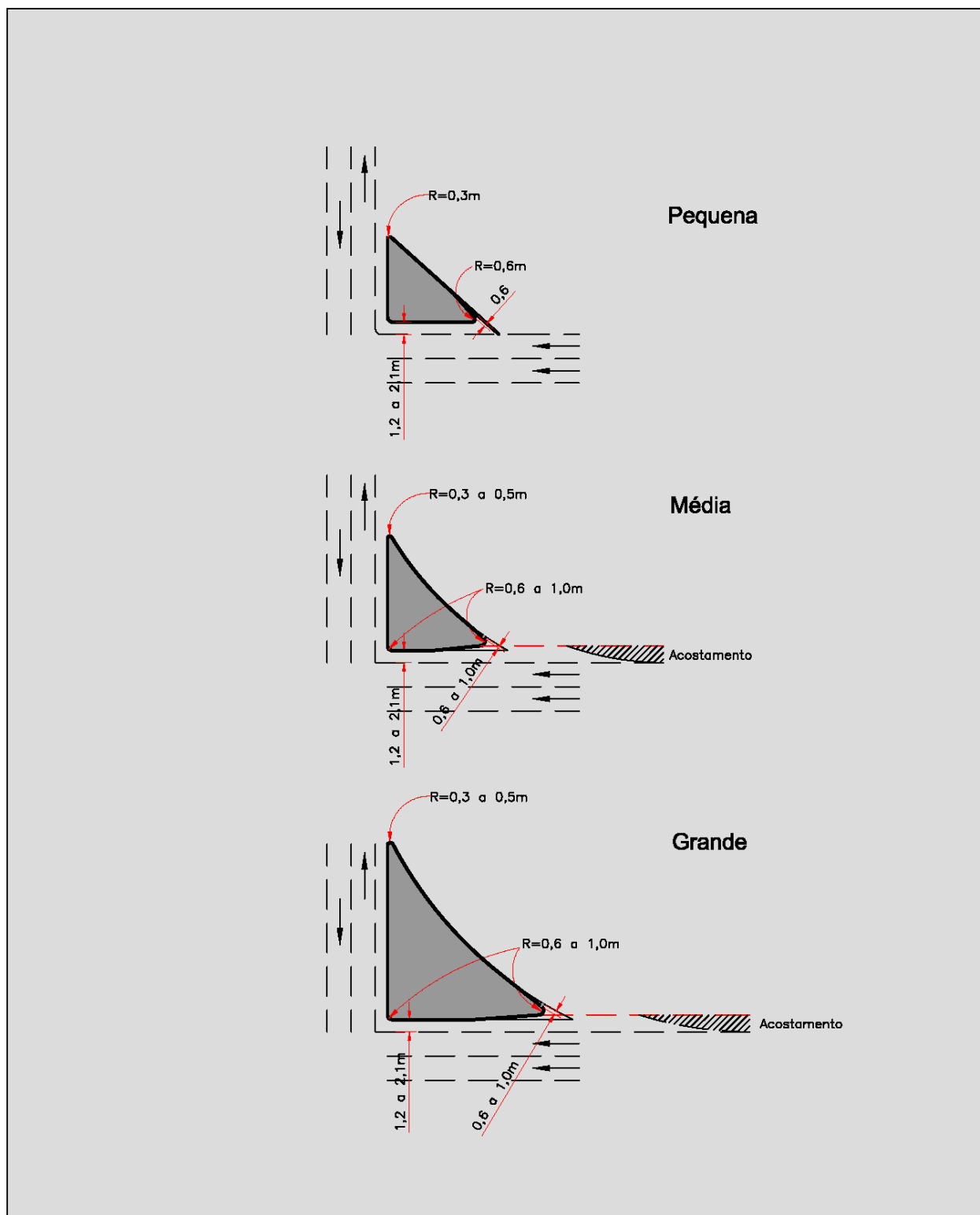



Figura 130 – Detalhes de projeto das ilhas com meios-fios (Áreas rurais)

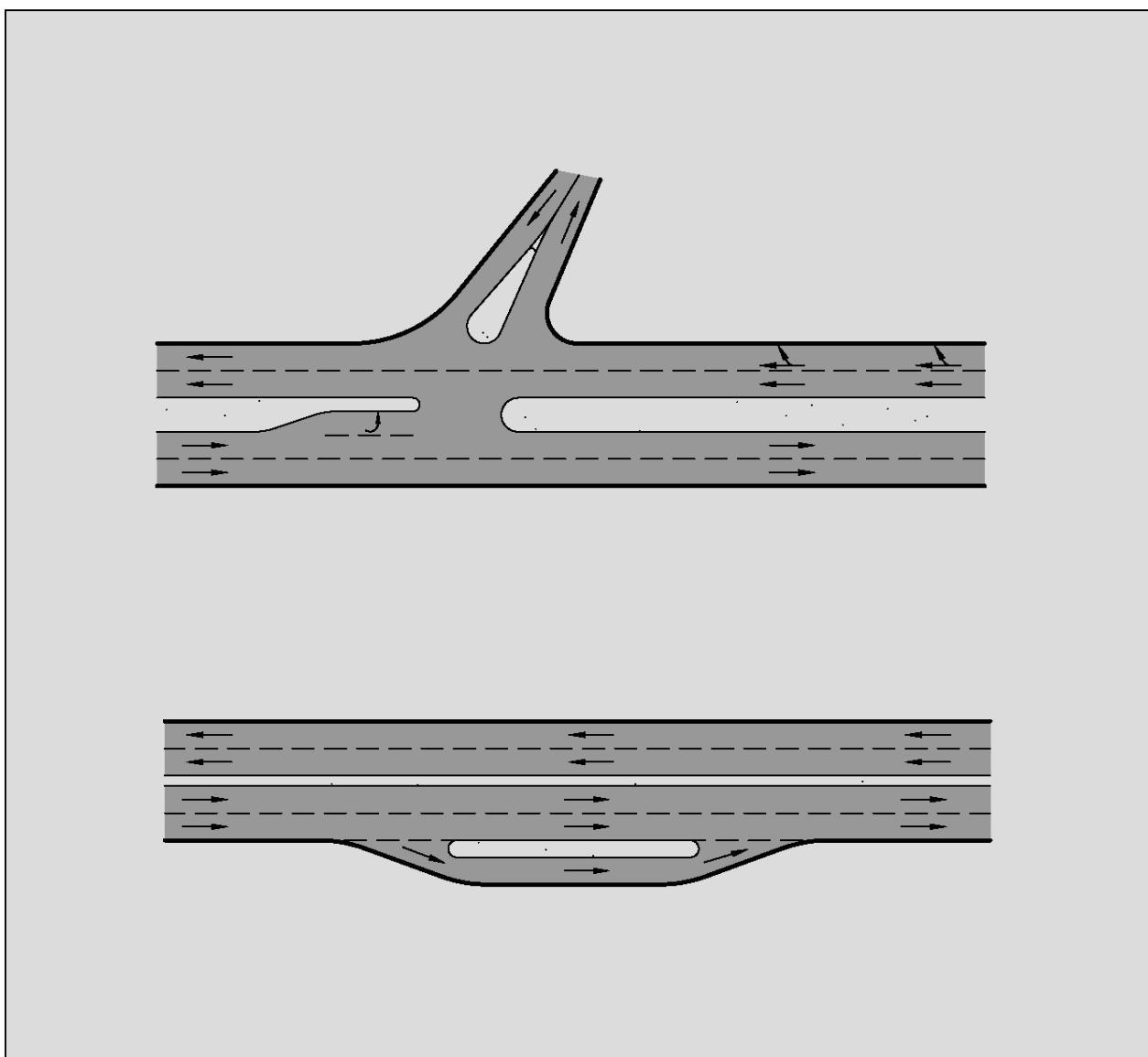



Figura 131 – Tipos gerais de ilhas divisórias

As principais funções das ilhas divisórias são as seguintes:

- Minimizar as interferências entre as correntes de tráfego opostas, resultando em maior conveniência, conforto e segurança para os motoristas;
- Fornecer proteção e facilidades para as manobras de cruzamento e conversão;
- Assegurar serviços diferenciados para pistas adjacentes;
- Fornecer um refúgio para os pedestres e diminuir a necessidade de instalação de semáforos.

As ilhas divisórias de interseções rurais, quando situadas ao longo da via principal, não devem ter um comprimento inferior a 30 m, devendo-se adotar comprimentos sensivelmente maiores em locais desfavoráveis que concorram para uma redução na visibilidade. No caso de serem alongadas, devem ter no mínimo, uma largura de 1 m e um comprimento de 6 a 8 m. Em condições especiais onde o espaço é limitado, a largura pode ser reduzida para 0,50 m.

Quando uma ilha divisória for introduzida em uma interseção para separar as correntes opostas de tráfego de uma rodovia de pista simples, deve-se prever:

- Para volumes elevados, em que se prevê duplicação em tempo breve, duas faixas de tráfego de cada lado da ilha.
- Para volumes moderados, a largura de cada via deve obedecer o Caso II da Tabela 45 (uma faixa de trânsito com previsão para passagem de um veículo parado).
- Para volumes baixos e ilhas de pequeno comprimento, a largura de cada lado deverá atender o Caso I (uma faixa de trânsito sem previsão de passagem à frente).

Em áreas rurais, onde as velocidades são altas, o alargamento da rodovia principal deve ser feito de preferência com curvas reversas de raios maiores que 1.200 m ou taper dimensionado para a velocidade de projeto. Curvas com raios menores poderão ser usadas em vias de velocidades intermediárias (70 km/h), mas preferivelmente não deverão ter raio inferior à 620 m.

A superfície das ilhas pequenas pode ser convexa, fazendo com que o escoamento das águas se junte às da pista. Já as ilhas maiores devem ter uma superfície côncava, para evitar o acúmulo de águas na pista. Neste caso, deverão estar conformadas corretamente e adequadamente drenadas.

Na Figura 132 são apresentados detalhes de projeto de ilha divisória de centro de rodovia, em que se recomendam valores maiores da transição Z.

8.7.4 Ilhas de Refúgio

Essas ilhas se caracterizam por proteger pedestres e ciclistas na travessia de ruas e rodovias e são mais freqüentes em áreas urbanas.

Devem ser usadas em vias excessivamente largas, cuja largura exceda 25 m, ou em interseções com ramos largos e irregulares, solicitadas por volumes significativos de veículos e pedestres,

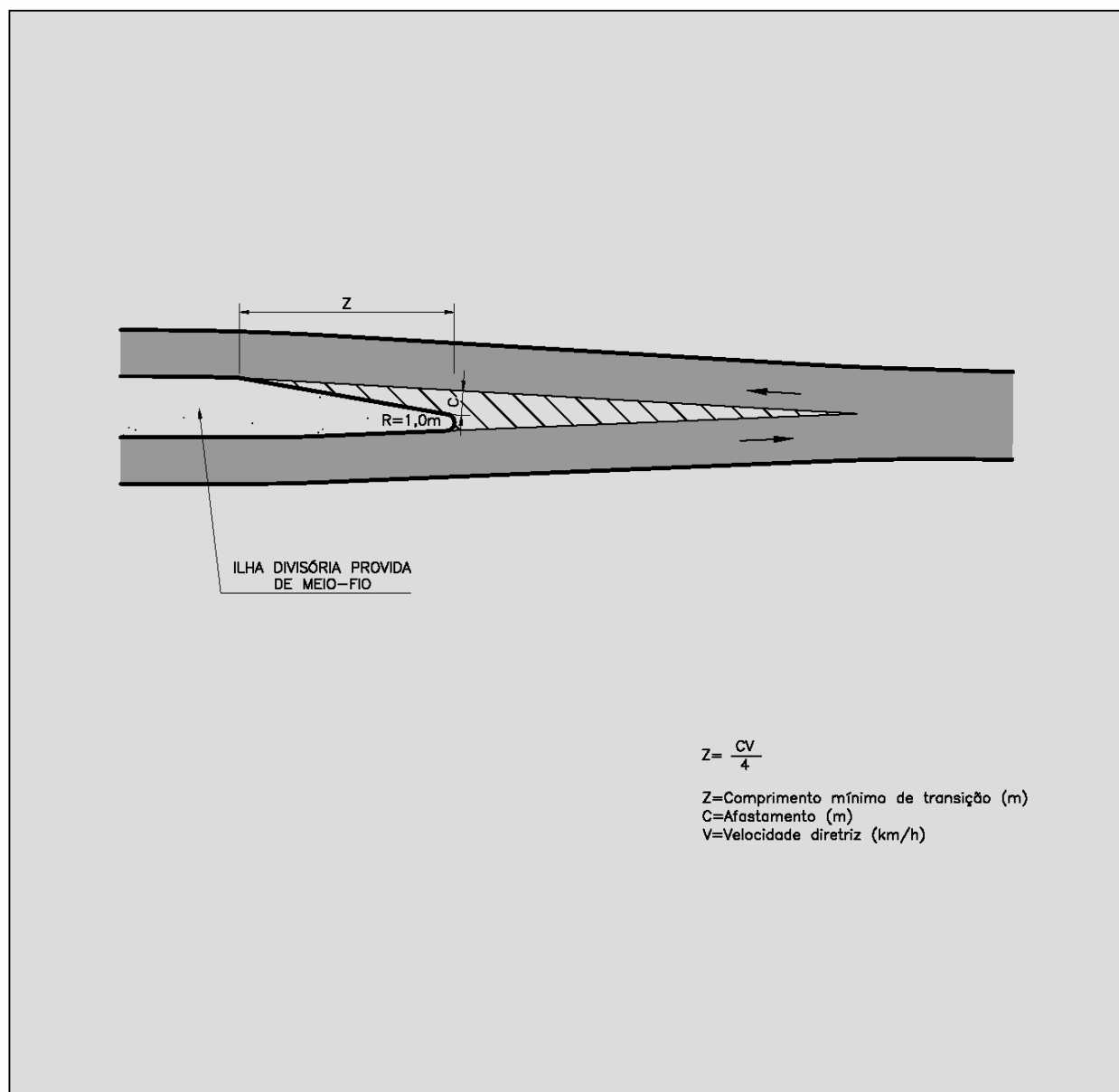



Figura 132 – Detalhes de projeto de ilhas divisórias

onde estes têm sua travessia dificultada. Tais ilhas podem também ser requeridas onde as estatísticas de acidentes mostram um número elevado de atropelamentos, cujos fatores contribuintes estão relacionados à inexistência destas ilhas.

Recomenda-se que as ilhas de refúgio tenham pelo menos 2,50 m de largura e em nenhum caso seja inferior a 1,20 m. Seu comprimento não deve ser menor que a largura da faixa de travessia e nunca inferior a 1,50 m. Estas ilhas devem ser de preferência elevadas e delineadas por meios-

fios intransponíveis, a fim de oferecer maior proteção aos pedestres. Devem ter um vão rebaixado, no mesmo nível da pista, para facilitar a travessia, especialmente dos deficientes físicos. Quando forem usadas por ciclistas deverão ter pelo menos 1,80 m de largura.

8.7.5 Diretrizes de Projeto

Com objetivo de alcançar alguns dos propósitos estabelecidos anteriormente, ao se projetar ilhas de tráfego devem ser consideradas as seguintes diretrizes:

- As ilhas não devem ser localizadas em lombadas, trechos com curvas de pequeno raio e outros locais de visibilidade restrita, para que elas não se transformem em um elemento inesperado na via, afetando a segurança;
- As ilhas devem ser projetadas de maneira que a trajetória a ser seguida pelos veículos seja natural e cômoda;
- As ilhas pequenas (< 5 m²) devem ser evitadas, e se adotadas devem ser delineadas por pintura termoplástica;
- As ilhas desejavelmente devem estar afastadas pelo menos 0,60 m do bordo da pista, para evitar que causem sensação de restrição lateral aos motoristas;
- As extremidades das ilhas devem ser adequadamente tratadas, para advertir os motoristas e permitir mudanças graduais de velocidade e trajetória dos veículos;
- A adoção de canalizações complexas em interseções de múltiplas ligações pode, muitas vezes, ser menos preferível que o fechamento do acesso de algumas ligações;
- Deve ser evitado no projeto um número excessivo de ilhas, que ao invés de orientar cria um conjunto confuso de aberturas, deixando indeciso o motorista que delas se aproxima;
- As ilhas devem ser visíveis para os usuários e, muitas vezes, acompanhadas de sinalização refletorizada e iluminação para uma segura operação noturna;
- A configuração e o posicionamento de todas as ilhas devem ser verificados, a fim de se assegurar que o veículo de projeto pode trafegar pela interseção;
- Na determinação do tipo e tamanho de ilhas, devem ser considerados, além dos benefícios esperados, os custos de construção e manutenção.

Cabe observar também que é necessário advertir aos motoristas da presença das ilhas, especialmente em locais de pouca visibilidade, a fim de que os mesmos possam mudar gradualmente a velocidade e a trajetória de seu veículo.

8.8 CANTEIRO CENTRAL

8.8.1 Considerações Gerais

Neste item serão considerados os projetos de abertura do canteiro central em vias de pista dupla. Nas interseções os projetos de abertura do canteiro devem ser baseados em volumes.de tráfego, localização (rural/urbana), e tipos de veículos que efetuam as manobras de giro. O tráfego que cruza a rodovia e o que efetua manobras de giro têm que atuar em consonância com o tráfego direto da rodovia principal. É necessário, portanto, conhecer volume e composição de todos os movimentos que ocorrem durante as horas de projeto.

O projeto de uma abertura do canteiro implica em:

- Analisar se o tráfego pode ser acomodado;
- Escolher o veículo de projeto para definir as trajetórias nas manobras de travessia e giro;
- Verificar se veículos maiores podem se acomodar sem invadir excessivamente as faixas de tráfego adjacentes.

Deve-se determinar a capacidade da interseção e avaliar os problemas que podem surgir devido a manobras indesejáveis de alguns motoristas. Se a capacidade não atender o tráfego previsto ou houver problemas de segurança, o projeto tem que ser reestudado, e em algumas situações a abertura deve ser eliminada, ou devem ser proibidos alguns tipos de movimento.

O tipo de local em que se situa pode influenciar na largura selecionada para o canteiro central. As interseções em áreas urbanas e suburbanas, com ou sem sinalização luminosa, operam com maior segurança com canteiros estreitos, enquanto em áreas rurais, interseções sem sinalização luminosa funcionam melhor com canteiros largos. Sinalização de placas e marcas no pavimento deve ser utilizada para orientar e regulamentar a operação do tráfego. Cabe salientar que a sinalização luminosa pode ser prejudicada por canteiros centrais muito largos.

Convém observar ainda que, normalmente, as rodovias de pista dupla apresentam valores elevados de fluxos, incompatíveis com cruzamentos em nível sem sinalização luminosa. Estudos realizados nos Estados Unidos (Van Winkle, S.N., Raised Medians vs Flush Medians, Institute of Transportation Engineers, ITE, 1988) levaram à conclusão que não ocorrem brechas adequadas para giros à esquerda quando o tráfego da rodovia principal atinge 28.000 veículos por dia. Entretanto não se recomenda, como medida de ordem geral, cruzamentos nem giros à esquerda em nível, em rodovias de pista dupla, mesmo com tráfego mais baixo. O uso de sinalização

semafórica em interseções de rodovias rurais também não é aconselhado, porque os motoristas não estão habituados a encontrar esse tipo de sinalização nessas rodovias.

Por outro lado, é comum encontrar em áreas suburbanas e urbanas pistas duplas em vias que não apresentam volumes de tráfego que as justifiquem. Nas interseções dessas vias, enquanto os conflitos de tráfego se mantiverem em nível baixo, pode-se adotar solução em nível sem sinalização semafórica. Quando o tráfego crescer com o desenvolvimento da região, pode-se chegar a um momento em que se imponha esse tipo de sinalização ou outra solução para a interseção.

Podem surgir problemas operacionais nas interseções em nível de vias de pista dupla com canteiro central, envolvendo giros à esquerda a partir da rodovia principal e cruzamentos ou giros à esquerda a partir da rodovia secundária. Esses problemas podem ser criados ou intensificados por diversos fatores, tais como:

- deficiência na canalização por expansão da área pavimentada;
- área de armazenagem mal dimensionada para as necessidades dos movimentos de giro e
- cruzamentos;
- insuficiência de distância de visibilidade na chegada à interseção;
- falta de orientação clara para o usuário sobre o que fazer;
- problemas de segurança, atenção aos pedestres,etc.

Há necessidade, portanto, de instruções para orientação adequada ao tratamento desses problemas.

8.8.2 Aberturas do Canteiro Central

Para volumes de tráfego baixos a moderados, uma simples abertura do canteiro central de dimensão mínima poderá ser suficiente nos cruzamentos de menor importância. Quando houver movimento apreciável de conversão e de cruzamento, as aberturas devem ter dimensões e formas que possibilitem os movimentos sem invasão das faixas adjacentes ou interferência com outros movimentos de trânsito.

Uma interseção em nível de uma rodovia de pista dupla não tem um bordo fixo do pavimento acompanhando a trajetória do giro à esquerda a partir da rodovia principal. Normalmente, o motorista tem balizadores no início e fim da operação, a saber:

- O bordo do canteiro central da rodovia de pista dupla;

- O bordo do nariz do canteiro central;
- A linha central da pista simples da rodovia secundária ou o bordo da ilha divisória (gota).

Para a parte central da manobra de giro o motorista tem a área aberta da interseção. Nessas circunstâncias, no caso de projeto mais simples do extremo do canteiro, não há necessidade de curvas compostas, bastando uma curva circular simples para orientar o bordo do giro à esquerda. Quanto maior for o raio, melhor acomodará um determinado veículo de projeto, mas isso resultará em maior largura da abertura do canteiro central e maior área a pavimentar. Essas áreas podem ser tão grandes, que percam sua função de canalização para os veículos menores, criando interferências com os outros veículos. Para melhor orientar os carros de passeio, pode-se delimitar com pintura a trajetória a ser percorrida pelos mesmos, mas mantendo área suficiente para acomodar os veículos maiores.

O giro à esquerda a partir da rodovia secundária segue a mesma orientação, mas no sentido inverso.

8.8.2.1 Comprimento mínimo da abertura do canteiro central

Recomenda-se que a extensão da abertura do canteiro central tenha no mínimo a largura da rodovia que cruza acrescida dos acostamentos, porém em nenhum caso deverá ser inferior a 12 m. Se a rodovia secundária também for de pistadupla a abertura do canteiro central deverá ter largura no mínimo igual à do conjunto formado pelas duas pistas da rodovia secundária acrescido do seu canteiro central. Deve-se tomar cuidado em não adotar largura maior que a necessária.

Os arcos de circunferência simples que se adaptam às trajetórias percorridas pelas rodas dos veículos de projeto convertendo à esquerda e a baixa velocidade, condicionam a forma e extensão mínima da abertura. O projeto da abertura do canteiro central baseia-se na trajetória do veículo de projeto girando à esquerda com velocidade de 15 a 25 km/h. Os arcos de controle usuais são fornecidos na Tabela 62.

Tabela 62 - Raios mínimos de controle para os veículos de projeto

<table>
<tr><th colspan="2">Raios de controle (m)</th><th>12</th><th>15</th><th>23</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Veículos que acomoda</td><td>Predominante</td><td>VP</td><td>CO</td><td>O</td></tr>
<tr><td>Esporádico</td><td>CO</td><td>O</td><td>SR</td></tr>
</table>

A extremidade do separador central pode ser semicircular ou com forma de ogiva. A forma de ogiva (*bullet nose*) é preferível para separadores centrais de largura superior a 3,00 m, porque se adapta melhor à trajetória dos veículos e resulta em menor área pavimentada na interseção e menor largura da abertura do canteiro central. Para larguras do canteiro central inferiores a 3,00 m pode-se usar simplesmente concordância circular.

As extensões mínimas da abertura do canteiro central nas interseções ortogonais, que se adaptam às conversões dos veículos de projeto, são apresentadas na Tabela 63. A Figura 133 ilustra o critério da AASHTO para determinação da largura mínima do canteiro, com base em um raio de giro de 15 m. Com este critério são atendidos caminhões e eventualmente semi-reboques, com alguma invasão de faixas adjacentes.

Cada cruzamento esconso deve ser estudado separadamente por meio de soluções gráficas, usando-se escalas de 1/250 a 1/500, a fim de que o projetista possa fazer comparações e escolher a melhor disposição. As interrupções de extensão maiores do que 25 m devem ser evitadas.

Tabela 63 - Dimensões das aberturas dos canteiros centrais

Largura do canteiro central (m)	Extensão mínima da abertura do canteiro central (m)					
	Raio de 12 m (VP)		Raio de 15 m (CO)		Raio de 23 m (SR)	
	Circular	Ogival	Circular	Ogival	Circular	Ogival
1,2	22,8	22,8	28,8	28,8	43,8	36,6
1,8	22,2	18,0	28,2	22,8	43,2	34,5
2,4	21,6	15,9	27,6	20,4	42,6	33,0
3,0	21,0	14,1	27,0	18,6	43,0	31,5
3,6	20,4	12,9	26,4	17,4	41,4	30,0
4,2	19,8	12,0	25,8	15,9	40,8	28,8
4,8	19,2	12,0	25,2	15,0	40,2	27,6
6,0	18,0	12,0	24,0	13,2	39,0	25,5
7,2	16,8	12,0	22,8	12,0	37,8	23,4
8,4	15,6	12,0	21,6	12,0	36,6	21,9
9,6	14,4	12,0	20,4	12,0	35,4	20,1
10,8	13,2	12,0	19,2	12,0	34,2	18,6
12,0	12,0	12,0	18,0	12,0	30,0	17,1
15,0	12,0	12,0	15,0	12,0	-	-
18,0	12,0	12,0	12,0	12,0	27,0	12,0
21,0	-	-	12,0	12,0	-	-
24,0	-	-	-	-	21,0	12,0
30,0	-	-	-	-	15,0	12,0
33,0	-	-	-	-	12,0	12,0
36,0	-	-	-	-	12,0	12,0

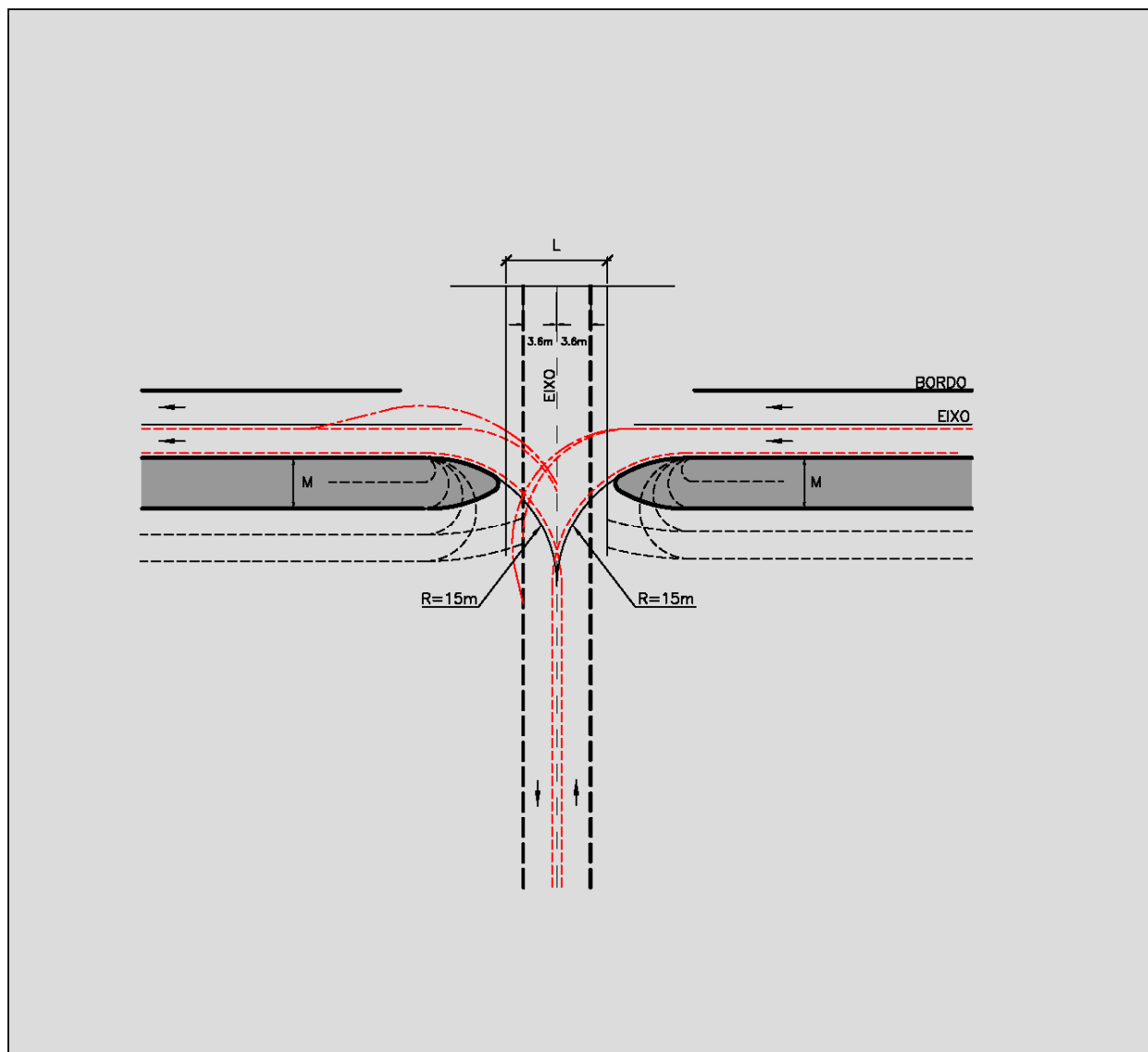



Figura 133 – Dimensões mínimas de aberturas do canteiro central para veículos do tipo CO (Raio de controle de 15m)

8.8.2.2 Projeto para conversões diretas à esquerda nas áreas urbanas

Quando se deseja reduzir a interferência das manobras de conversão com o tráfego direto, deve-se prover aberturas do canteiro central que permitam que os giros sejam feitos sem invadir as faixas adjacentes.

Na Figura 134 são apresentadas aberturas de canteiro projetadas em forma de ogiva, com a indicação dos raios e aberturas necessários para atender as condições mencionadas. Os parâmetros de controle são os raios R, R_1 e R_2. O raio R é o menor raio com que se efetua o giro. O raio R_1 é o raio de saída a partir do bordo do canteiro central. R_2 é o raio do nariz da ogiva. O raio R_1 pode variar de 25 a 120 m ou mais.

São tabulados valores de R_1 para atender velocidades de giro de 30, 40 e 50 km/h. O raio R_2 pode variar consideravelmente, mas obtém-se melhor aparência quando próximo de 1/5 da largura do canteiro central. A curva de raio R deve ser tangente à curva de raio R_1 e ao eixo da via transversal. O raio R não deve ser menor que o raio mínimo de controle do veículo de projeto. Para evitar laguras excessivas na abertura do canteiro central, R deve ser escolhido com um valor mínimo razoável, como por exemplo 15 m, usado na figura apresentada.

Ressalta-se contudo, que se deve evitar projetos com conversões diretas quando os volumes de giro e de cruzamentos são apreciáveis. Nesses casos é essencial, por razões de segurança, a adoção de sinalização semafórica e a inclusão de faixa auxiliar para giro à esquerda junto ao canteiro central.

8.8.2.3 Distâncias entre aberturas do canteiro central

Para áreas urbanas e suburbanas recomenda-se o espaçamento mínimo de 500 m entre aberturas do canteiro central de interseções com sinalização luminosa. Para interseções sem sinalização luminosa o espaçamento deve ser suficiente para a implantação de faixas de giro à esquerda, incluindo área de armazenamento e taper e atender movimentos de entrecruzamento.

Nas áreas rurais deve-se evitar que sejam feitas aberturas no canteiro central, na área da interseção, para atender a acessos de vias públicas. Desejavelmente esses acessos devem utilizar retornos fora da área da interseção, eliminando-se cruzamentos e giros à esquerda. As distâncias entre os retornos devem ser fixadas pela autoridade responsável pela rodovia, recomendando-se que não sejam menores que 1,6 km.

M - Largura do separador central (m)	Dimensões em metros para					
	R1=30m		R1=50m		R1=70m	
	L	B	L	B	L	B
6.0	17.4	19.5	19.8	23.4	21.3	27.0
8.0	14.4	20.4	17.1	25.5	18.9	30.3
12.0	12.0	21.3	15.0	27.0	17.1	32.7
15.0	-	-	13.2	28.5	15.3	39.5
16.0	-	-	-	-	13.8	36.6
21.0	-	-	-	-	12.3	34.4

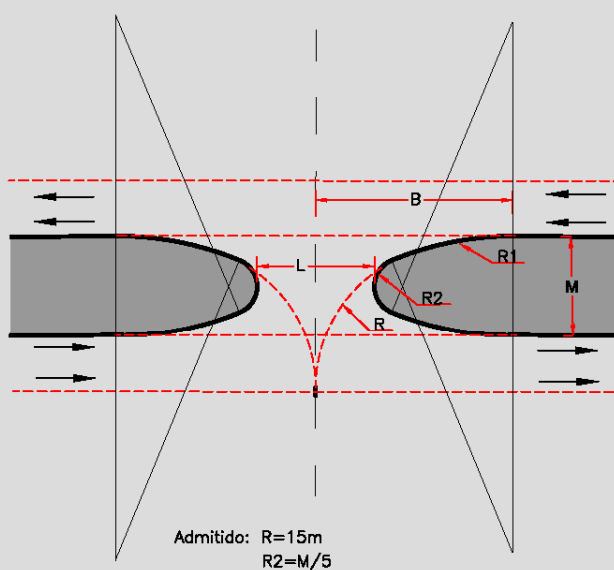



Figura 134 – Dimensões típicas de aberturas do canteiro central com bordos em forma de ogiva

8.8.3 Faixas de Giro à Esquerda no Canteiro Central

Uma faixa de giro à esquerda em um canteiro central é uma faixa auxiliar introduzida para desaceleração e armazenagem de veículos que desejam executar conversões à esquerda, a partir de uma pista de sentido único adjacente ao canteiro central. Normalmente devem ser projetadas em interseções urbanas e suburbanas semaforizadas e em outras aberturas do canteiro central onde houver um grande número de giros à esquerda, ou onde as velocidades forem elevadas. Essa recomendação é feita porque o potencial de acidentes e a perda de eficiência são evidentes em interseções de rodovias de duas pistas em que não existem faixas de giro à esquerda. A AASHTO recomenda que essas faixas auxiliares tenham a mesma largura das faixas de tráfego direto ou, pelo menos, 3,00 m de largura.

Onde são previstos meios-fios deve-se considerar afastamentos adequados para sua implantação. No caso de velocidades baixas, meios-fios transponíveis podem ser colocados adjacentes ao bordo da rodovia, embora seja preferível mantê-los afastados de 0,60 m, ou no mínimo de 0,30 m. Esses valores devem ser os mínimos a adotar para o caso de meios-fios intransponíveis.

Recomendam-se larguras de canteiro central de 6,00 m ou mais em interseções com uma faixa para giro à esquerda no canteiro, mas podem ser feitas reduções para 4,80 m ou 4,20 m com projeto adequado. No caso de canteiros largos deve-se deslocar um pouco as faixas de giro à esquerda (faixas deslocadas), para melhorar a visibilidade, diminuir a possibilidade de conflito entre veículos efetuando giros à esquerda opostos e aumentar os valores de saturação desses fluxos.

Se não houver espaço para introduzir um canteiro, mas as velocidades forem baixas, pode-se adotar faixa auxiliar de 3,00 m e separador de 0,60 m (definido por meios-fios, tachões, pintura no pavimento ou combinação desses elementos), separando a faixa auxiliar do tráfego em sentido contrário. Para o caso de duas faixas de giro no canteiro, sua largura deve ser no mínimo de 8,40 m, correspondente a duas faixas de 3,60 m separadas pelo canteiro remanescente de 1,20 m.

Critérios adicionais, detalhes e projetos de faixas auxiliares no canteiro central, para várias larguras de medianas, podem ser encontrados no item 8.5.5 – Faixas de Giro à Esquerda.

8.8.4 Faixas de Aceleração no Canteiro Central

Faixas de aceleração no canteiro central estão sendo cada vez mais usadas em rodovias de pista dupla de alta velocidade. Acontece, porém, que nem sempre são apropriadas. Essas faixas não são recomendadas em interseções com sinais de parada obrigatória na rodovia secundária, quando os motoristas têm grande visibilidade da rodovia principal e o seu tráfego é muito baixo, permitindo que possam aguardar oportunidade de nela se inserirem com segurança.

Faixas de aceleração no canteiro central são construídas normalmente com projeto *tipo paralelo*, cujos comprimentos são fornecidos na Tabela 48. São usadas em interseções com três ou quatro ramos. O uso de uma faixa de aceleração no canteiro central de uma interseção com quatro ramos provavelmente altera os movimentos de giro e os padrões de conflito dos veículos de sentidos contrários, mas não se conhece a extensão das alterações. A Figura 135 apresenta uma típica interseção de quatro ramos com faixas de aceleração no canteiro central.

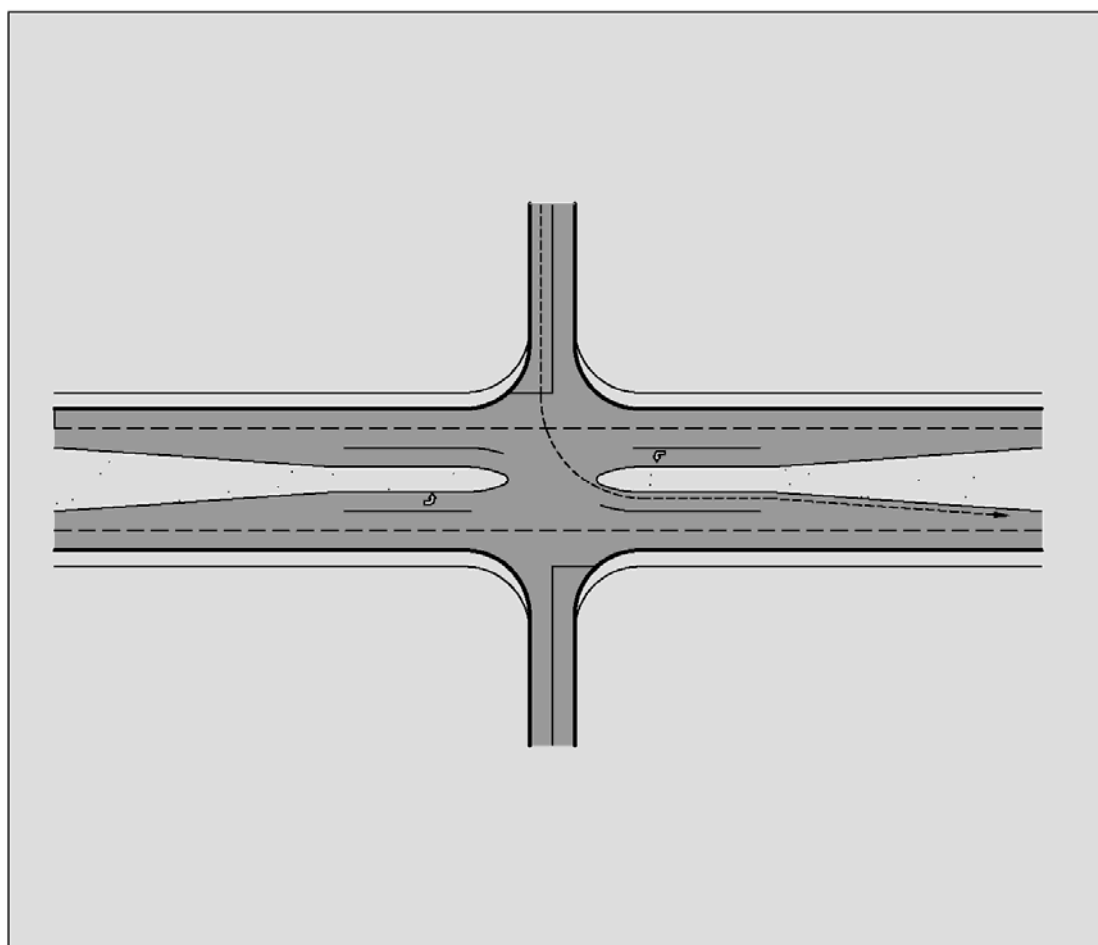



Figura 135 – Interseção de quatro ramos com faixas de aceleração no canteiro central

Em canteiros centrais mais largos, onde as faixas de giro à esquerda de veículos opostos não se confrontam, normalmente existe espaço suficiente para inserir faixas de aceleração. Essas faixas podem ser incorporadas ao canteiro central sem ter que aumentar sua largura. Observa-se, entretanto, que a presença de uma faixa de aceleração diminui o espaço disponível para faixas de giro à esquerda deslocadas. As vantagens criadas para os giros à esquerda a partir da rodovia principal podem trazer desvantagens para os giros à esquerda a partir da rodovia secundária. Estudos concluíram que as faixas de aceleração no canteiro central promovem eficientes giros à esquerda dentro da rodovia e reduzem acidentes e conflitos de tráfego, mas não há ainda suficiente base para avaliar a extensão dos benefícios operacionais e de segurança.

Com base na experiência americana, faixas de aceleração para veículos girando à esquerda devem ser consideradas em locais com canteiro central com largura adequada, quando se verificarem as seguintes condições:

- O fluxo da rodovia apresenta poucos intervalos para inserção de veículos;
- O fluxo da rodovia apresenta velocidade elevada;
- Os acidentes por colisão traseira ou lateral são em número significativo;
- A distância de visibilidade no local é insuficiente;
- Há participação considerável de caminhões nos veículos que se inserem na rodovia (75 a 100 por dia).

8.8.5 Movimentos Errados em Rodovias com Canteiro Central

Movimentos errados são uma causa importante de acidentes em rodovias de pista dupla sem controle total de acesso. Seis tipos de movimentos errados podem resultar em acidentes.

- Giro à esquerda a partir da via secundária para a pista mais próxima da rodovia principal, entrando no sentido contrário do tráfego.
- Giro à direita a partir da via secundária para a pista mais afastada da rodovia principal, entrando no sentido contrário ao do tráfego.
- Giro à esquerda em um ponto sem abertura do canteiro central. Às vezes o motorista entra na pista no sentido errado, indo contra a corrente de tráfego. O motorista teria que girar à direita e prosseguir até a primeira abertura, onde faria um retorno em “U”.
- Travessia do canteiro central. Ocasionalmente, por desatenção, confusão, ou deficiência da sinalização, um motorista atravessa o canteiro sem se dar conta. Pode então andar no sentido errado algum tempo, sem perceber.

- Transição de uma para duas pistas. Ao chegar ao início de uma transição de uma para duas pistas o motorista pode pegar a pista errada e seguir na contramão.
- Retornos em “U”. O motorista pode usar um retorno em “U” em uma rodovia de pista dupla e passar a dirigir no sentido errado, visando uma saída próxima, posterior ao retorno. Esse tipo de movimento é mais comum em rodovias expressas com controle de acesso, onde a perda de uma via de saída pode significar um longo caminho para correção da manobra errada. O motorista pode ser tentado a andar na contramão para chegar à saída que desejava.

São feitas as seguintes recomendações para que se evitem movimentos incorretos:

- Em uma interseção de uma rodovia de pista dupla com uma de pista simples, a pista simples deve ser mais elevada ou de mesmo nível que a de pista dupla. Com isso se consegue que o motorista que vem pela pista simples tenha uma visão mais clara dos dois sentidos da rodovia de pista dupla.
- Sempre que possível, evitar ângulos diferentes de 90º na interseção, bem como soluções inusitadas. Soluções estranhas são freqüente causa de confusão e de movimentos inadequados.
- Em interseções em que o canteiro central não é usado para armazenar veículos, pode ser conveniente que ele seja estreito, porém deve ser claramente visível, de modo que o motorista que vem da rodovia secundária tenha uma boa visão do conjunto da interseção. O uso de cores e uma certa elevação do canteiro ajuda a sua visibilidade.

A experiência não permite afirmar que canteiros largos induzam a movimentos errados, já que interseções com canteiros largos estão enquadradas entre as mais seguras, mas também não se pode afirmar que é sempre vantajoso o seu uso. Os itens que se seguem analisam com mais detalhes esse problema.

8.8.6 Índices de Acidentes em Interseções de Rodovias com Canteiro Central

A análise de pesquisa sobre acidentes conduzida ao longo de cinco anos, em 150 interseções em nível em rodovias rurais com pista dupla, na Califórnia, Estados Unidos, por McDonald (*Relation Between Number of Accidents and Traffic Volume at Divided - Highway Intersections*, HRB, National Research Council, Washington, D.C, 1953), conduziu à seguinte relação:

$$N = 0{,}000783\ V_d^{0{,}455}\ V_c^{0{,}633}$$

onde:

N = número previsto de acidentes por ano na interseção

V_d = VMD anual da rodovia com duas pistas

V_c = VMD anual da rodovia secundária

A Figura 136 apresenta uma série de curvas determinadas a partir da equação apresentada.

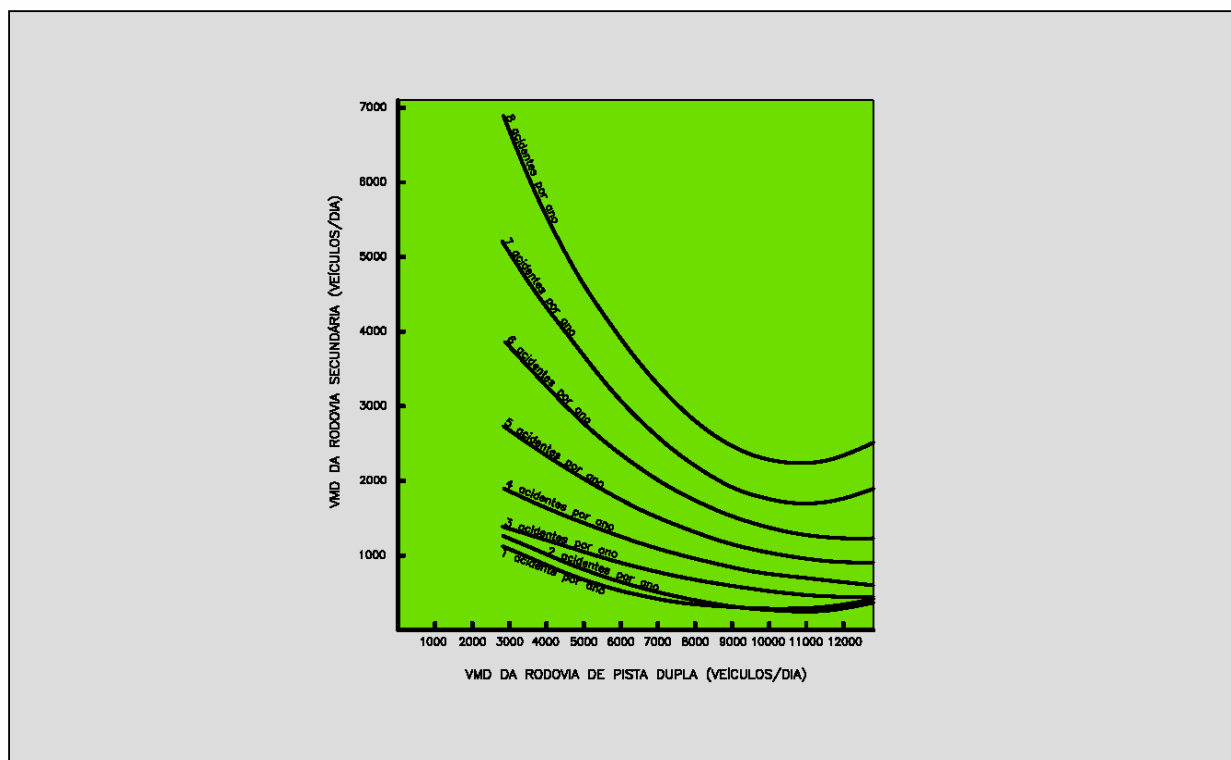



Figura 136 – Número médio de acidentes por ano relacionado com o volume de tráfego de interseções em rodovias de pista dupla

Estudo similar conduzido ao longo de três anos, em 316 interseções em nível em rodovias com pista dupla, em Ohio, Estados Unidos, por Priest (*Statistical Relationsships Between Traffic Volume, Median Width, and Accident Frequency on Dividede Highway Grade Intersections*. Highway Research News, HRB, National Research Council, Washington, D.C., 1964), mostraram resultados coerentes com os da Califórnia.

Mais recentemente, análises foram conduzidas a partir do registro de 8.748 acidentes em 2.140 interseções pesquisadas ao longo de três anos (1990-1992) nas rodovias de pista dupla do Estado da Califórnia. A análise estatística dos resultados permitiu concluir:

- As interseções rurais de 4 ramos sem sinalização semafórica apresentam número decrescente de acidentes para canteiros com largura crescente, como é ilustrado na

Figura 137. Este resultado está de acordo com as observações feitas no campo, que revelam que os motoristas cometem menos erros em interseções rurais de 4 ramos com canteiros mais largos.

- As interseções rurais de 3 ramos sem sinalização semafórica têm índices de acidentes baixos, que não variam em função da largura do canteiro central .
- Nas interseções urbanas e suburbanas de 3 e de 4 ramos sem sinalização semafórica, o número de acidentes cresce com o alargamento do canteiro central
- Nas interseções urbanas e suburbanas de 4 ramos com sinalização semafórica, o número de acidentes cresce com o alargamento do canteiro central.

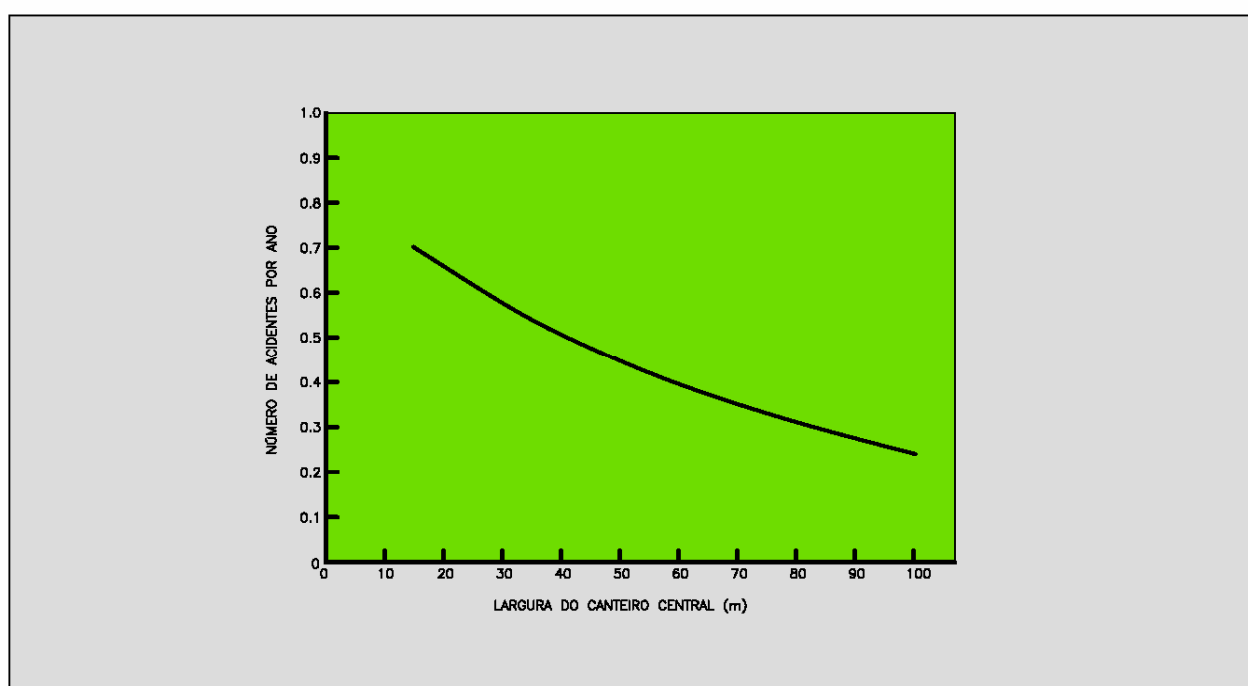



Figura 137 – Número de acidentes por ano em função da largura do canteiro central para interseções rurais de quatro ramos

8.8.7 Critérios Básicos para a Determinação da Largura do Canteiro Central

As seguintes recomendações são feitas para dimensionamento das larguras do canteiro central de interseções rurais com 3 ou 4 ramos, admitindo-se, por medida de segurança, que as interseções de 3 ramos tenham o mesmo comportamento das de 4 ramos.

- Do ponto de vista operacional e de segurança o canteiro central de uma rodovia rural deve ser tão largo quanto possível. Devem ser considerados, entretanto, os custos da faixa de domínio, o potencial de erro dos motoristas, a uniformidade de projeto do corredor de tráfego e as tendências de crescimento do tráfego futuro.

- Dois fatores básicos na escolha da largura do canteiro são o veículo de projeto e o tipo de solução adotada para os giros à esquerda. O veículo de projeto deve atender especificamente ao que se espera para a interseção no ano de projeto, e não à tendência geral da rodovia principal. A demanda de aberturas para retorno em "U" é um fator importante na escolha do veículo de projeto; se uma rodovia de pista dupla não apresenta aberturas do canteiro para retorno, as interseções terão que atender os veículos maiores que as utilizarão para esse fim.
- A largura mínima de um canteiro central a ser projetado em uma interseção em que o veículo cruza as duas pistas deve ser de 8 m, que permite abrigar carros de passeio de 6 m, com folga de 1 m para cada lado. Larguras menores podem ser toleradas em trechos já existentes onde estão operando sem problemas e em locais em que são inviáveis larguras maiores.
- Em muitas interseções de rodovias rurais as rodovias secundárias contribuem com poucos veículos pesados de carga. Nesses locais pode-se recomendar o uso do ônibus rodoviário (***O***), com comprimento da ordem de 12 m, como veículo de projeto. Um canteiro de 14 ou 15 m é então satisfatório.
- Onde um caminhão pesado é o veículo de projeto, a largura deverá variar de 21 a 24 m, em função do tipo de veículo a ser atendido (semi-reboque, reboque e veículo especial).
- Quando um canteiro central tem mais de 24 m, é importante levar em conta a possibilidade do motorista pensar que está para atravessar uma rodovia de pista simples e fazer um giro à esquerda na contramão. Boa visibilidade das duas pistas é importante, complementada com sinalização adequada.
- A principal causa de manobras inadequadas é a competição pelo espaço disponível na abertura do canteiro, para efetuar giros à esquerda ou atravessar a rodovia principal. À medida que aumenta o número dessas manobras cresce a necessidade de canteiros mais largos.
- Embora canteiros mais largos sejam desejáveis em interseções rurais, o contrário acontece nas interseções urbanas. Por essa razão deve-se evitar canteiros largos em áreas em que se prevê desenvolvimento urbano, mesmo que se passe a adotar sinalização semafórica. A experiência mostra que os canteiros largos criam certas dificuldades no controle com semáforos.
- Quando o canteiro central não tem largura suficiente para acomodar o veículo de projeto, o veículo proveniente da via secundária que deseja fazer giro à esquerda ou cruzar a rodovia principal necessitará maior distância de visibilidade do veículo que está na pista mais afastada da rodovia principal. Se o canteiro central pode acomodar o veículo de projeto, a distância de visibilidade necessária é a mesma do caso de pista simples.

- As extensões das aberturas do canteiro central devem ser as menores possíveis, para melhor canalização dos movimentos dos veículos.

Como observado, diferentes locais de uma rodovia podem resultar em diferentes larguras para o canteiro central. Recomenda-se, entretanto, que se uniformize o projeto de um corredor rodoviário pela maior largura necessária, para manter consistência com as expectativas dos motoristas.

Observações de campo mostram que, se um canteiro tem menos que 15 m de largura, veículos de sentidos opostos girando à esquerda efetuam essa manobra simultaneamente sem maior problema. Para canteiros maiores as manobras são executadas separadamente, uma atrás da outra. Não se deve, portanto, misturar larguras menores e maiores que 15 m, com base na manutenção de uniformidade de procedimento.

Pode-se adotar padrões para uniformidade em regiões e não apenas em corredores, para melhor consistência geral de procedimento. Haverá, entretanto, necessidade de analisar o caso de cada interseção em particular, para adotar outro valor onde for mais conveniente. Para fins de segurança do tráfego poderá haver sinalização preventiva, esclarecendo eventual mudança de padrão na próxima interseção a ser atingida. Onde se julgar necessário deve ser indicado que a próxima interseção será com uma pista dupla, para prevenir erros de julgamento.

Como já observado, não se deve prever cruzamentos e giros à esquerda em nível em rodovias rurais de pista dupla quando o volume de tráfego não for muito baixo. Para atender às diversas manobras que se realizam em uma interseção são recomendadas as seguintes larguras para o canteiro central (Tabela 64).

Tabela 64 - Larguras recomendadas para o canteiro central

Função	Largura mínima (m)	Largura desejada (m)
Separação de fluxos opostos	1,20 (0,60)	3,00
Refúgio de pedestres e espaço para controle do tráfego	1,80 (1,20)	4,20
Faixa de giro à esquerda e armazenamento de veículos	3,60 (3,00)	6,00
Proteção dos veículos que cruzam	6,00	14,00
Retornos em “U”, movimentos entre faixas internas	9,00	19,00

Fonte: ITE, AASHTO
( ) Área urbana

8.9 RETORNOS

São designados por retornos os dispositivos que, no interior da faixa de domínio da rodovia, permitem a inversão do sentido da circulação do trânsito. Eles têm sua maior utilização nas rodovias de pista dupla, podendo, no entanto, em caráter excepcional, serem adotados em pistas simples.

8.9.1 Situações que Justificam a Adoção de Retornos

Um dos principais objetivos da implantação de retornos é regulamentar os espaçamentos entre as aberturas do canteiro central. Desta forma, são impedidas as aberturas diretas em frente às propriedades marginais, prática desaconselhável pelos riscos que acarreta e pela redução que impõe à capacidade da rodovia. Outras situações que justificam a abertura do canteiro central para permitir a inversão do sentido de trânsito são as seguintes:

- Após interseções, para acomodar movimentos menores de conversão não previstos nas interseções em nível ou nas interconexões. A área principal do entroncamento é mantida livre para os importantes movimentos de conversão, evitando, em alguns casos, ramos onerosos ou estruturas adicionais.
- Antes de uma interseção, para possibilitar movimentos de retorno que interfeririam com a corrente de tráfego direta e outros movimentos de conversão. Quando um canteiro central largo apresentar poucas aberturas, o retorno é necessário para chegar às áreas adjacentes à rodovia. Proporcionar esse retorno com antecedência aos cruzamentos propriamente ditos, reduzirá a interferência.
- Em combinação com rodovias transversais de menor importância, cujo volume de tráfego não justifica a travessia da rodovia principal, exigindo-se ao invés disso que os veículos se incorporem na corrente principal e executem a manobra de retorno em local próximo. Em rodovias de alta velocidade ou de alto volume de tráfego, a dificuldade e as longas extensões necessárias para vencer o entrecruzamento com segurança, geralmente tornam esse padrão de projeto indesejável, a menos que os volumes interceptados sejam baixos e o canteiro central tenha largura adequada.
- Locais onde aberturas a intervalos regulares facilitem operações de conservação, manutenção, fiscalização, policiamento, reparos em veículos enguiçados ou outras atividades relacionadas com a rodovia. As aberturas para esse fim poderão ser necessárias em rodovias de acesso controlado e em rodovias de pista dupla que atravessem áreas pouco desenvolvidas.
- Nas rodovias sem controle de acesso, para servir ao desenvolvimento de vias marginais existentes, com o objetivo de minimizar a pressão para futuras aberturas no separador

central. Não é necessário um espaçamento fixo, nem seria aconselhável em todos os casos, devido às variações da topografia e das exigências de serviço locais.

8.9.2 Localização de Retornos

A conveniente fixação dos locais de retorno exige um exame detalhado da rodovia, abrangendo os seguintes aspectos:

- Verificação das posições dos acessos e interseções, existentes ou previstos, aos quais os retornos estarão conjugados. Com relação às interseções, deve-se procurar evitar a existência de retornos no seu interior sempre que tal prática possa acarretar complexidade de movimentos naquela área.
- Identificação das propriedades marginais que se utilizarão dos retornos.
- Levantamento estatístico do tráfego da rodovia e das linhas de desejo, para se determinar a posição do retorno que melhor atenda a essa linhas.
- Verificação da topografia local, para que os pontos de retorno se enquadrem nas exigências de visibilidade.
- Verificação do comprimento necessário dos trechos de entrecruzamento, para acomodar os volumes de projeto à velocidade diretriz.

8.9.3 Distâncias entre Retornos

Para estabelecimento dessas distâncias, consideram-se dois casos:

a) Rodovias de pista simples em estágio de desenvolvimento para pista dupla

Considerando-se que nesta situação, a maior parte dos retornos será utilizada por veículos provenientes de acessos marginais desigualmente espaçados, sendo praticamente impossível o estabelecimento de espaçamentos uniformes, o procedimento a ser adotado será o seguinte:

- Fixar, a priori, distâncias mínimas baseadas em estudos das condições locais, visando assegurar um razoável grau de segurança para rodovia;
- Depois de satisfazer as exigências do item anterior, tentar ampliar este mínimo para valores mais convenientes, para evitar prejuízos à capacidade da rodovia.

b) Rodovias a serem implantadas em pista dupla

Neste caso, com base em locais potenciais de acessos (verificados na fase do projeto), em volumes de tráfego previstos e na classe da rodovia, deverão ser estabelecidas distâncias

adequadas entre os retornos. Desta forma, os futuros acessos se sujeitarão à utilização dos retornos dentro de limites tais que não provoquem uma grande incidência de interferências.

8.9.4 Projetos de Aberturas do Canteiro Central para Retornos

Existem retornos nas rodovias brasileiras construídos com uma simples abertura no canteiro central, que geralmente não tem largura suficiente para a completa acomodação dos veículos, obrigando-os a permanecerem parcialmente sobre a faixa de ultrapassagem, acarretando graves riscos de acidentes e sujeitando os veículos de grandes dimensões a se utilizarem dos acostamentos para executarem o giro numa só manobra.

Em rodovias de alta velocidade e com grandes volumes, que devam ser providas de retornos, os perigos da interferência dos veículos de trânsito direto com os veículos que retornam podem ser minimizados por projetos que permitam iniciar e terminar os retornos nas faixas internas das rodovias dotadas de canteiros centrais. Desta forma, os veículos desaceleram e aceleram fora das faixas de trânsito direto, estando protegidos durante toda a operação de retorno. Na maioria das rodovias dotadas de canteiro central, a largura deste não é suficiente para que se projete um retorno adequado.

São apresentadas na Figura 138 soluções típicas de retorno em rodovias de pista dupla com duas faixas de tráfego em cada sentido.

Tipo A - A largura do canteiro central é suficiente para incluir totalmente a envoltória do deslocamento do veículo de projeto sem invasão das faixas de trânsito adjacentes ao canteiro. Neste caso, faixas auxiliares de desaceleração e aceleração são inseridas no canteiro central, permitindo a operação de retorno totalmente protegida. O veículo situado no fim da faixa de desaceleração executa o giro de 180º atingindo o início da faixa de aceleração, que percorre enquanto aguarda oportunidade de se inserir no tráfego direto.

Tipo B - A largura do conjunto canteiro central e pista oposta é suficiente para incluir totalmente a envoltória do deslocamento do veículo de projeto. Neste caso, uma faixa de desaceleração é inserida no canteiro central. O veículo que executa a operação de retorno aguarda protegido a oportunidade de se inserir diretamente na faixa da pista oposta contígua ao acostamento.

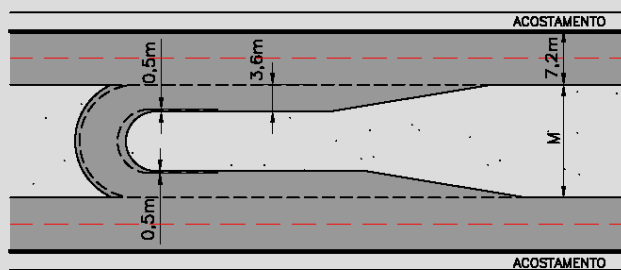
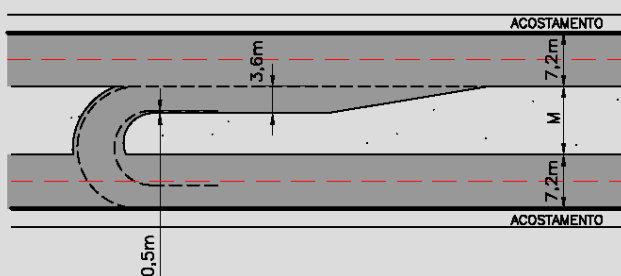
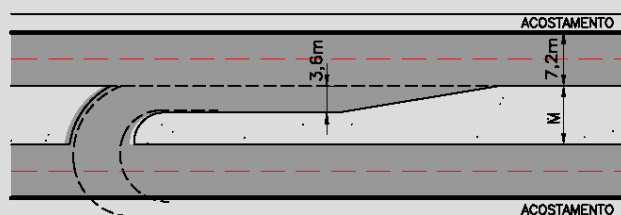



Figura 138 – Dimensões mínimas do canteiro central para retornos em "U"

Tipo C - A largura do conjunto canteiro central, pista oposta e acostamento é suficiente para incluir totalmente a envoltória do deslocamento do veículo de projeto. Neste caso, uma faixa de desaceleração é inserida no canteiro central. O veículo que executa a operação de retorno aguarda protegido a oportunidade de se inserir no acostamento da pista oposta, que funcionará como uma faixa de aceleração para inserção no tráfego direto.

No caso de velocidades e volumes elevados, em rodovias em que há necessidade da previsão de retornos, riscos de acidentes e interferência com o tráfego direto podem ser minimizados com a adoção do *Tipo A*, em que os veículos são protegidos durante toda a manobra de conversão. Para canteiros centrais em setores altamente desenvolvidos, que não têm largura suficiente para permitir essa solução, podem eventualmente ser adotados os *Tipos B* ou *C,* quando são esporádicas as operações de retorno, com a complementação das medidas de segurança necessárias .

Normalmente, não se deve permitir retorno a partir de faixa de tráfego direto, motivo pelo qual não foi previsto esse tipo de solução. Em áreas urbanas, entretanto, casos especiais de baixo volume de tráfego e raras operações de retorno, em locais onde a largura do canteiro central permite proteger o veículo, pode-se considerar a adoção de projetos dessa natureza.

As larguras mínimas do canteiro central em rodovias de pista dupla de quatro faixas e dois sentidos, que permitem o retorno de diferentes veículos de projeto, são apresentadas na Tabela 65 para os vários tipos de manobras.

Para orientar as manobras dos veículos deve-se projetar as aberturas do canteiro central considerando as envoltórias dos veículos de projeto. A forma de ogiva para o extremo do canteiro (*bullet nose*) normalmente se adapta melhor que a circular para definir os limites dessas trajetórias, para larguras de canteiro maiores que 4,50 m. Para os casos da prática, a AASHTO sugere que se usem as curvas compostas tricentradas da Tabela 66.

Recomenda-se que se utilizem gabaritos das envoltórias das trajetórias dos veículos de projeto, para melhor adaptação e eventuais ajustes das curvas projetadas e definição da largura da abertura do canteiro. Para maior segurança deve-se prever o projeto de retornos atendendo separadamente a cada sentido de tráfego, o que representa pequeno custo adicional.

Tabela 65 – Dimensões mínimas para retornos em "U"(*)

Tipo de retorno	Tipo de manobra	Largura mínima do canterio (W) para os veículos de projeto (m)			
		VP	CO	O	SR
		Tamanho dos veículos (m)			
		5,8	9,1	12,2	16,8
A	Faixa auxliar para faixa auxiliar junto ao canteiro central	16	26	28	29
B	Faixa auxiliar junto ao canteiro central para faixa externa	10	19	21	22
C	Faixa auxiliar junto ao canteiro central para acostamento	7	16	18	19

(*) Consideradas faixas auxiliares de 3,60 m

Tabela 66 - Curvas compostas tricentradas para projeto de retornos

Largura do canteiro central – W (m)	Curva composta de 3 centros (raios em m)
≤ 9	15 – 0,2W – 15
9 a 18	23 – 0,2W – 23
≥18 a 24	37 – 0,2W – 37

8.9.5 Tipos Especiais de Retorno

Quando as manobras de retorno são ocasionais, o tráfego direto opera bem abaixo da capacidade, não há restrições de faixa de domínio e não for conveniente o alargamento do canteiro central para abrigar os veículos que retornam, podem ser projetados retornos especiais utilizando áreas adjacentes à rodovia. A Figura 139 ilustra os dois tipos considerados, a saber:

- Retorno pela direita, em que a manobra de conversão inicia na faixa de tráfego da direita. A Figura 139A mostra a solução aplicável quando a largura do canteiro não permite a inclusão de uma faixa de aceleração (largura menor que 3,00 m). A Figura 1391B fornece a solução quando a largura do canteiro permite a inclusão de uma faixa de aceleração (largura maior ou igual a 3,00 m).

- Retorno pela esquerda, em que a manobra é executada pela esquerda do sentido da circulação, junto ao canteiro central (Figura 139C). Esta solução é aplicável somente quando a largura do canteiro permite a inclusão de uma faixa de desaceleração (largura maior ou igual a 3,00 m).

A ausência de estudos suficientes sobre esses tipos de retornos, não permite indicações seguras quanto à sua faixa de aplicação. Com relação aos retornos pela esquerda, alega-se os problemas operacionais que seriam provocados pela mudança realizada pelos veículos da faixa de baixa velocidade para a de ultrapassagem, manobra típica nesses retornos. Por outro lado, são evidentes algumas vantagens de sua aplicação, tais como a menor exigência de visibilidade, já que o veículo cruza apenas uma pista. Pode-se citar ainda a larga aplicação desses retornos em outros países tecnicamente avançados, em que os efeitos da mudança de faixa são eliminados por sinalização conveniente e principalmente pela obediência à mesma.

Pelo exposto, pode-se admitir que para o estabelecimento de critérios definitivos para a escolha do tipo a ser adotado, é essencial a existência de retornos executados rigorosamente dentro da melhor técnica de projeto, permitindo assim observações e pesquisas sobre o seu funcionamento nas condições reinantes em rodovias brasileiras. Esses estudos deverão considerar os volumes de tráfego das correntes da rodovia principal e das operações de retornos, as larguras de canteiro central, as áreas disponíveis etc.

Cabe observar que independentemente do tipo de retorno a ser adotado, cuidados especiais devem ser tomados com relação à sinalização e à manutenção de uniformidade de solução em um mesmo trecho de rodovia.

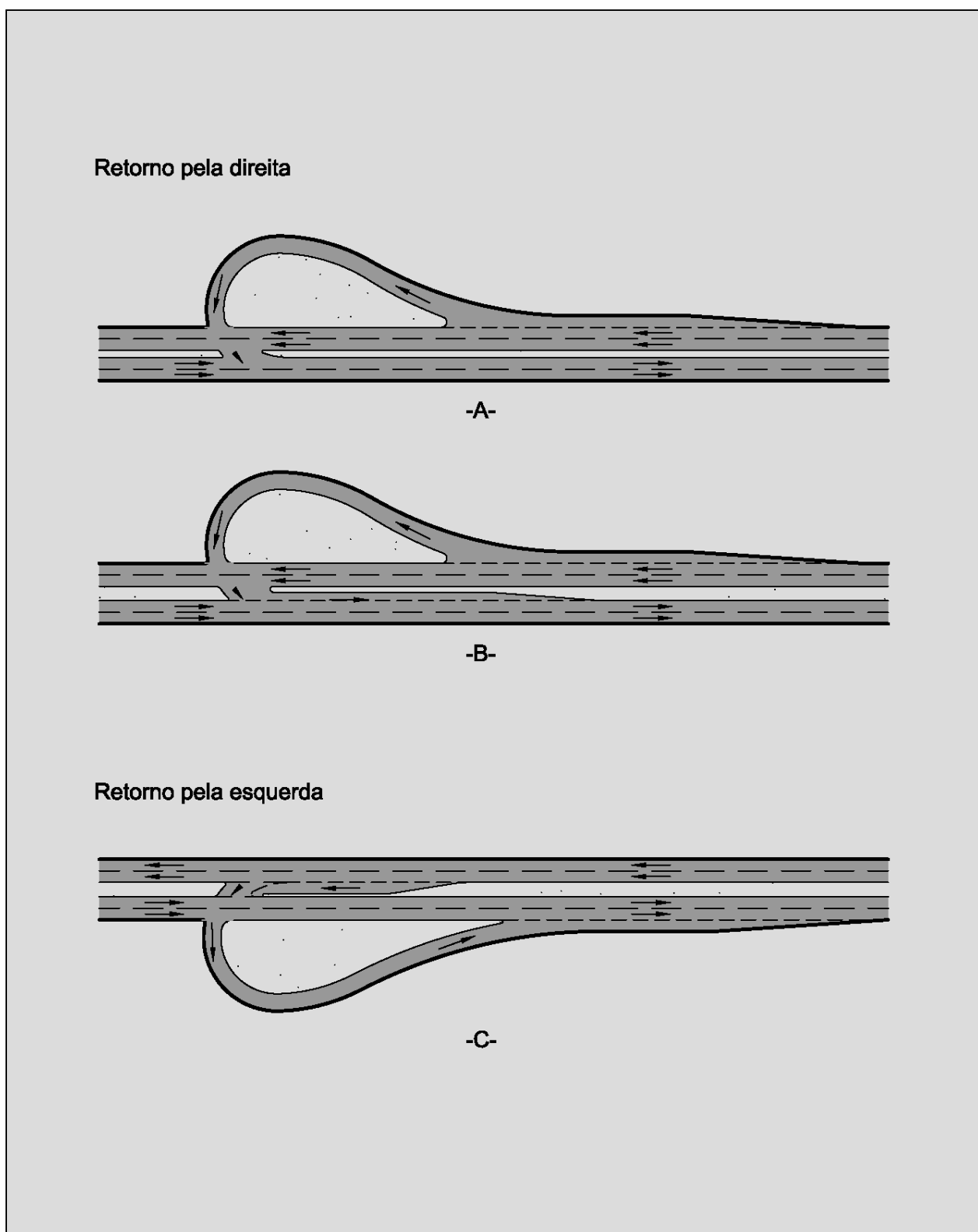



Figura 139 – Tipos especiais de retorno para canteiros centrais estreitos

8.9.6 Faixas de Armazenagem

Onde houver volumes elevados de tráfego, as faixas de desaceleração dos retornos à esquerda deverão incluir comprimentos adicionais para armazenagem de veículos que aguardam oportunidade de executar a manobra. Os comprimentos adicionais, função do volume de tráfego que retorna, em unidades de carros de passeio, são os fornecidos na Tabela 53.

Quando o volume de veículos que retornam for superior a 200 veículos/hora e o volume de trânsito direto da pista oposta for superior a 800 veículos/hora, deverão ser feitos estudos de capacidade para as faixas de armazenagem, que poderão implicar na adoção de sinalização semafórica ou previsão de retornos em níveis diferentes.

8.10 CRUZAMENTO RODOFERROVIÁRIO

8.10.1 Considerações Gerais

Um cruzamento rodoferroviário pode ser feito em um nível ou com separação de níveis. No caso de separação de níveis, para a rodovia o problema se comporta como o de cruzamento com outra rodovia, sem conexões entre elas. Será analisado então apenas o caso de cruzamento em nível.

A extrema gravidade dos acidentes que eventualmente possam ocorrer nos cruzamentos rodoferroviários em nível, exige que tanto os projetos dos acessos rodoviários como a seleção dos sistemas de controle de tráfego sejam feitos com o melhor padrão de qualidade possível.

Quando um veículo rodoviário se aproxima de um cruzamento ferroviário, a decisão de executar ou não a travessia pode ser tomada pelo motorista, ou imposta por algum sistema de sinalização.

Quando é o motorista que, ao avaliar o perigo da travessia pela distância e velocidade do trem que se aproxima, decide quanto à oportunidade de executar ou não a travessia, a sinalização é dita *passiva*.

Quando é a sinalização que avisa de forma contundente a proibição de executar a travessia, por meio de sinais luminosos ou sonoros, acompanhados ou não da obstrução física da travessia (caso de cancelas automáticas), a sinalização chama-se *ativa*.

Só se deve utilizar sinalização passiva quando as condições de visibilidade do cruzamento e de facilidade de manobra do veículo rodoviário forem perfeitamente satisfatórias, garantindo a segurança da travessia.

A sinalização passiva inclui placas verticais, marcas no pavimento e iluminação da travessia, advertindo o motorista da proximidade do cruzamento. Se as condições de visibilidade local e as características geométricas das vias que se cruzam forem satisfatórias, o motorista poderá julgar corretamente quanto à conveniência de efetuar a travessia.

Quando as vias se cruzam em trecho aproximadamente plano e horizontal, formarem angulo em torno de 90^o e não houver obstáculos que impeçam a visibilidade de trens que se encontrem à distância crítica do cruzamento, a sinalização passiva pode ser satisfatória, principalmente quando é pequena a freqüência de trens.

A sinalização ativa é normalmente composta de sinais luminosos intermitentes, sinais sonoros fortes e também de barreiras físicas de funcionamento automático, que se erguem bloqueando a passagem dos veículos rodoviários.

A decisão a tomar quanto ao tipo de sinalização a empregar é baseada no tipo de rodovia, nos volumes de veículos rodoviários e de trens, no tráfego de pedestres, nas velocidades dos veículos, na história de acidentes do local e nas características geométricas das proximidades do cruzamento, incluindo a disponibilidade de distâncias de visibilidade.

8.10.2 Alinhamento Horizontal

De preferência a rodovia deve interceptar a via férrea perpendicularmente. Se possível, o cruzamento deve ser feito em trechos em tangente da rodovia e da ferrovia. Trechos em curva incluem problemas de superelevação, que se constituem em complicadores adicionais. Quando não é possível evitar a curva da rodovia, deve-se obedecer às indicações da Tabela 67.

Tabela 67 - Distâncias para variação de 0,30 m na elevação do bordo externo da rodovia em relação ao bordo interno

Velocidade (km/h)	Distâncias (m)
70	55
80	60
100	70
110	75

Fonte: *Railroad – Highway Grade Crossing Handbook, FHWA*

É de grande conveniência que o cruzamento seja feito em local afastado de outras interseções. Os dois exemplos que se seguem ilustram os tipos de problemas que surgem com a proximidade de interseções e as soluções sugeridas, utilizando sinalização ativa.

a) No caso de uma rodovia A interceptar uma ferrovia e logo depois uma rodovia B, se a distância entre as interseções for insuficiente para acomodar o tráfego que, depois de atravessar a ferrovia, necessitar parar para evitar conflitos com o tráfego da rodovia B, deve ser feita interligação com sinais luminosos (semáforos) entre as duas rodovias e a ferrovia. Essa conexão dará sinal verde para o tráfego da rodovia A em semáforo situado antes da ferrovia, somente quando puder ser feita travessia segura da ferrovia e da rodovia B de uma só vez.

b) No caso de uma rodovia A interceptar uma rodovia B e logo depois uma ferrovia, se a distância entre as interseções for insuficiente para acomodar o tráfego que, depois de atravessar a rodovia B, necessitar parar para evitar colisão com um trem, deve ser feita interligação com com sinais luminosos (semáforos) entre as duas rodovias e a ferrovia. Essa conexão dará sinal verde para o tráfego da rodovia A em semáforo situado antes da rodovia B, somente quando puder ser feita travessia segura da rodovia B e da ferrovia de uma só vez.

8.10.3 Alinhamento Vertical

As principais exigências do alinhamento vertical em um cruzamento rodoferroviário em nível são greides de boa visibilidade e com pequena declividade, de preferência não ultrapassando 2%, permitindo que os motoristas parem quando necessário e prossigam sem dificuldade.

Para evitar que veículos de eixos muito baixos possam ficar presos na travessia dos trilhos, os perfis devem se conformar às recomendações da Figura 140. O greide da rodovia deverá incorporar o trecho de perfil indicado, sendo tangente aos seus pontos inicial e final.

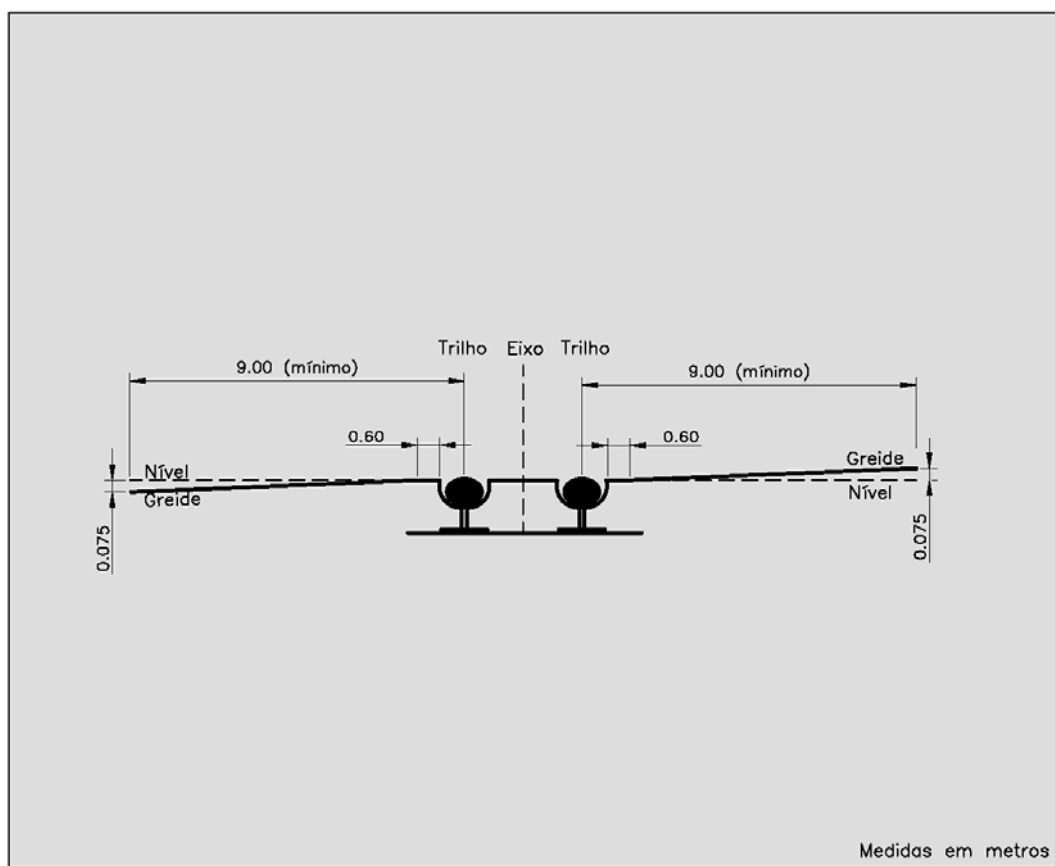



Figura 140 – Greide máximo no cruzamento rodoferroviário

8.10.4 Distância de Visibilidade

No caso de sinalização *ativa*, o fundamental é se ter boa visibilidade ao longo da rodovia, para que o motorista de longe aviste os sinais indicando a aproximação de um trem.

No caso de sinalização *passiva*, a visibilidade da seção da ferrovia que inclui o cruzamento é de importância fundamental.

Dois eventos importantes devem ser considerados:

a) O motorista pode observar a aproximação do trem em uma linha de visão que lhe permitirá decidir atravessar a linha antes da chegada do trem.

b) O motorista pode observar a aproximação do trem em uma linha de visão que lhe permitirá tomar a decisão de parar o veículo em um ponto anterior à travessia.

As duas manobras constituem o *Caso A*, conforme ilustrado na Figura 8.10.4/1. O triângulo de visibilidade inclui a distância d_H ao longo da rodovia e a distância d_T ao longo da ferrovia. Os valores das distâncias de visibilidade para várias velocidades do veículo e do trem são obtidas pelas fórmulas:

$$d_H = AV_vt + BV_v^2/a + D + d_e$$

$$d_t = \frac{V_T}{V_v}\left[(A)\,V_v\,t + \frac{BV_v^2}{a} + 2D + L + W\right]$$

onde:

A = constante = 0,278

B = constante = 0,039

d_H = distância de visibilidade ao longo da rodovia, que permite um veículo com a velocidade V_v atravessar os trilhos mesmo que o trem já esteja à distância d_T da travessia, ou parar o veículo sem entrar na área de travessia (m)

d_t = distância de visibilidade ao longo da via férrea necessária para permitir as manobras descritas em d_H (m)

V_v = velocidade do veículo (km/h)

V_T = velocidade do trem (km/h)

t = tempo de percepção e reação, admitido como 2,5 s

a = desaceleração, admitida como 3,4 m/s^2

D = distância da linha de parada ou frente do veículo ao trilho mais próximo, assumida como 4,5 m

d_e = distância do motorista à frente do veículo, admitida como 3,0 m

L = comprimento do veículo, admitido como 20 m

W = distância entre trilhos para linha singela, admitida como 1,6 m

Devem ser feitas correções para o caso de travessias esconsas e/ou greides maiores que 2%.

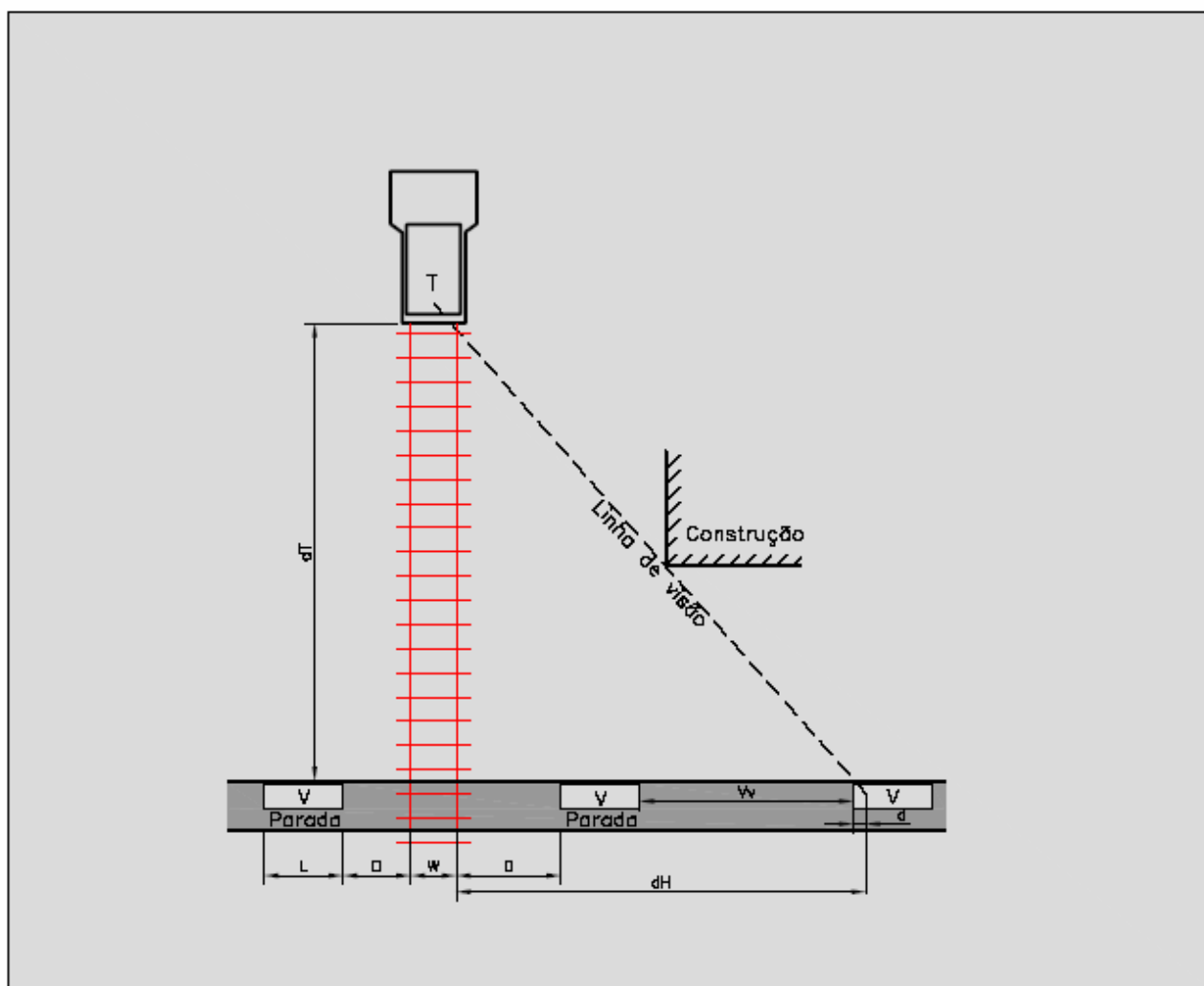



Figura 141 – Veículo que se move para atravessar a ferrovia em segurança ou parar a tempo antes da travessia (Caso A)

O *Caso B*, ilustrado na Figura 142, consiste na operação em que o motorista com o veículo parado no cruzamento possa observar a aproximação do trem em uma linha de visão que lhe permitirá decidir atravessar a ferrovia em condições seguras. O motorista deve ter suficiente distância de visibilidade ao longo da linha férrea para acelerar o veículo e sair da travessia antes da chegada do trem, mesmo que ele já tenha acabado de aparecer no momento que o carro der a partida. Esses valores são fornecidos pela fórmula:

$$d_t = AV_T \left[\frac{V_G}{a_1} + \frac{L + 2D + W - d_a}{V_G} + J \right]$$

onde:

A = constante = 0,278

d_T = distância de visibilidade ao longo da ferrovia para permitir um veículo partir da posição de repouso e cruzar a via férrea em condições seguras (m).

V_T = velocidade do trem (km/h).

V_G = velocidade máxima do veículo em 1ª marcha, admitida como 2,7 m/s.

a_1 = aceleração do veículo em 1ª marcha, admitida como 0,45 m/s^2.

L = comprimento do veículo, admitido como 20 m.

D = distância da linha de parada ao trilho mais próximo, admitida como 4,5 m.

J = soma do tempo de percepção com o tempo para ativar a alavanca de mudança, ou tempo da mudança automática, admitida como 2,0 s.

W = distância entre trilhos para linha singela, admitida como 1,6 m.

d_a = distância que o veículo percorre enquanto acelera até a máxima velocidade em 1ª marcha (m).

$$d_a = \frac{V_G^2}{2a_1} = \frac{(2,7)^2}{2 \text{ x } 0,45} = 8,1\text{m}$$

Devem ser feitos ajustamentos para cruzamento esconso ou para greides acima de 2%, de modo a considerar as variações de distâncias e velocidades, que merecerão estudo detalhado.

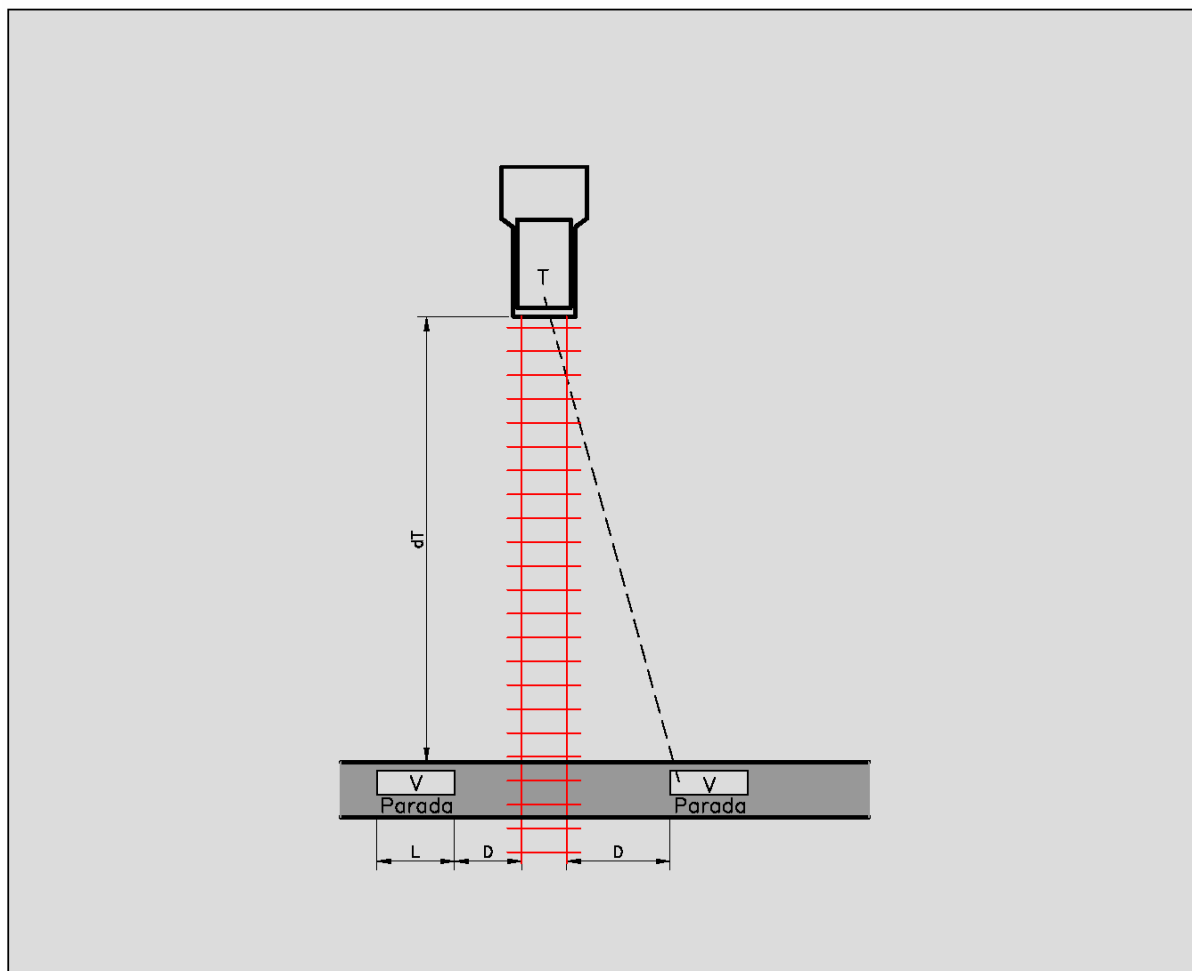



Figura 142 – Veículo que se move da posição parado para atravessar a ferrovia (Caso B)

As distâncias de visibilidade da Tabela 68 são recomendadas para cruzamentos rodoferroviários com sinalização *passiva*. Onde não for possível proporcionar essas distâncias, deve-se empregar sinalização *ativa*.

Nos cruzamentos de linhas ferroviárias duplas os cálculos para os *Casos A e B* devem ser feitos utilizando as mesmas fórmulas, mudando o valor de "W" para atender a distância real dos trilhos mais afastados.

O trecho da rodovia que contém o cruzamento rodoferroviário deve apresentar boas condições de construção e manutenção numa extensão que exceda com folga os comprimentos d_H do *Caso A*. Nesse trecho a seção transversal deve ser uniforme, bem como as condições gerais da rodovia, sem quaisquer dispositivos ou obstáculos que tirem a atenção da linha férrea.

Tabela 68 – Distância de visibilidade nos cruzamentos rodoferroviários

Velocidade do trem (km/h)	*Caso B* Veículo partindo do repouso	*Caso A* Veículo em movimento											
	Velocidade do veículo (km/h)												
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
	Distancia ao longo da ferrovia a partir do cruzamento, d_t (m)												
10	45	39	24	21	19	19	19	19	20	21	21	22	23
20	91	77	49	41	38	38	38	39	40	41	43	45	47
30	136	116	73	62	57	56	57	58	60	62	64	67	70
40	181	154	98	82	77	75	76	77	80	83	86	89	93
50	227	193	122	103	96	94	95	97	100	103	107	112	116
60	272	232	147	123	115	113	113	116	120	124	129	134	140
70	317	270	171	144	134	131	132	135	140	145	150	156	163
80	362	309	196	164	153	150	151	155	160	165	172	179	186
90	408	347	220	185	172	169	170	174	179	186	193	201	209
100	453	386	245	206	192	188	189	193	199	207	215	223	233
110	498	425	269	226	211	207	208	213	219	227	236	246	256
120	544	463	294	247	230	225	227	232	239	248	258	268	279
130	589	502	318	267	249	244	246	251	259	269	279	290	302
140	634	540	343	288	268	263	265	271	279	289	301	313	326
		Distancia ao longo da rodovia a partir do cruzamento, d_h (m)											
		16	26	39	54	71	90	112	137	163	192	223	256

8.10.5 Cruzamentos Ferroviários Próximos às Interseções

Deve-se dar atenção especial às passagens de nível perto de interseções rodoviárias. Os casos a serem considerados são (Figura 143):

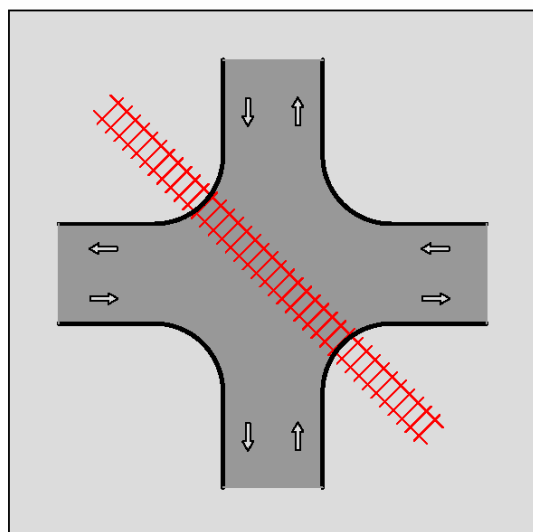
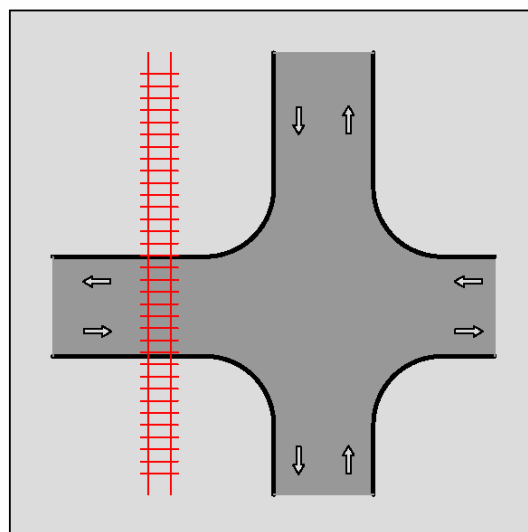
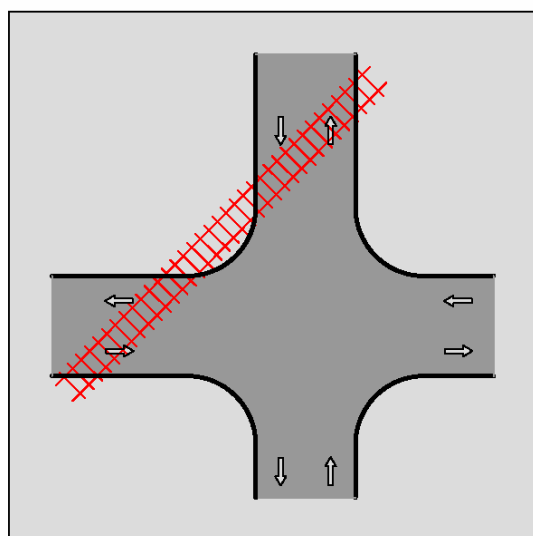
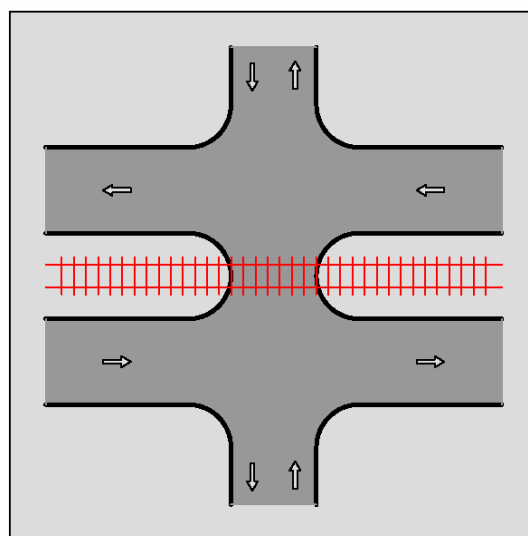
- *Passagem de nível em diagonal*
- *Passagem de nível em um dos ramos de uma interseção*
- *Passagem de nível atravessando dois ramos de uma interseção*
- *Passagem de nível na abertura do canteiro central*

A - Passagem de nível em diagonal

B - Passagem de nível em um ramo

C - Passagem de nível em dois ramos

D - Passagem de nível no canteiro central

Figura 143 – Cruzamentos ferroviários próximos às interseções

a) Passagem de Nível em Diagonal

Uma ferrovia pode cortar em diagonal uma interseção rodoviária controlada por semáforos (Figura 143A). Se a velocidade do trem não passa de 32 km/h, os veículos podem ser totalmente controlados pelos semáforos, sem necessidade de luzes intermitentes e cancelas. Para

velocidades maiores pode haver necessidade desses recursos adicionais, concatenados com os semáforos.

Se a geometria da interseção permitir, devem ser incluídas faixas de giro à direita para os movimentos que não atravessam a linha férrea. Ilhas canalizadoras são desejáveis para a instalação de semáforos, luzes intermitentes, postes de iluminação e cancelas, quando forem necessários.

b) Passagem de Nível em um dos Ramos de uma Interseção

Quando a interseção rodoviária é muito próxima da linha férrea (Figura 143B), deve-se avaliar os efeitos adversos que essa proximidade pode causar no tráfego da interseção. Os veículos do ramo cortado pela ferrovia que estejam aguardando oportunidade de travessia na interseção, podem formar uma fila que atinja os trilhos, ficando algum veículo sobre a linha férrea. Se o tráfego for controlado por semáforos, a interligação da sinalização da rodovia com a da ferrovia poderá garantir sua segurança. É de se esperar, entretanto, que haja redução na eficiência da interseção.

O projeto de uma interseção próxima de uma travessia ferroviária deve levar em conta diversos fatores, que são listados a seguir:

- A distância entre a travessia da linha férrea e a interseção rodoviária deve ser suficiente para que não seja afetada de forma adversa a operação da interseção. Uma distância mínima de 25 m entre a linha de retenção (de parada) da interseção e o trilho mais próximo, impede que um veículo de carga de grandes dimensões (23 m) fique retido sobre os trilhos enquanto aguarda a oportunidade de transpor a interseção. Se não for possível obter essa distância, deve-se estudar alguma outra forma de impedir que um veículo possa ser retido sobre os trilhos. Deverão ser utilizados controles especiais do tráfego com emprego de pré-sinalização ou outro sistema que se revele adequado.

- Espaço para recuo de veículos que poderão ficar retidos sobre a linha férrea sem poder transpor a interseção, quando um trem se aproxima.

- Uso de separador central com meios-fios intransponíveis para impedir ultrapassagem ao chegar aos trilhos.

- Implantação de sinais especiais de advertência nos ramos paralelos à linha férrea para prevenir os motoristas que efetuarão manobras de giro e atravessarão a ferrovia.

- Área de armazenamento necessária para aguardar a passagem de um trem para os veículos que giram à esquerda no sentido do ramo atravessado pela linha férrea.
- Implantação de uma faixa auxiliar paralela para armazenamento dos veículos que giram à direita no sentido da linha férrea. Essa faixa permite deixar livre a via principal para o tráfego direto.
- Área de armazenamento necessária para aguardar a passagem de um trem para os veículos que giram à esquerda provenientes do ramo que é atravessado pela linha férrea. Essa medida visa permitir que, logo que o trem passe, seja reduzida a retenção da corrente de tráfego direto e da que gira à direita.

Se o ramo atravessado pela ferrovia é esconso em relação aos trilhos, a linha da cancela deve ser paralela à via férrea, diminuindo a possibilidade de retenção de um veículo entre a cancela e os trilhos.

c) Passagem de Nível Atravessando dois Ramos de uma Interseção

Quando uma linha férrea atravessa dois ramos de uma interseção com sinalização semafórica (Figura 143C) é indispensável que haja interligação entre os sistemas de controle da ferrovia e da rodovia, com cuidadosa determinação dos tempos necessários para passagem dos trens.

d) Passagem de Nível na Abertura do Canteiro Central

Quando uma linha férrea situada no canteiro central de uma rodovia de pista dupla atravessa uma interseção com sinalização semafórica (Figura 143D), é necessário:

- Interligar os sistemas de controle da ferrovia e da rodovia, com cuidadosa determinação dos tempos necessários para passagem dos trens;
- Prover no canteiro central um refúgio para proteção dos pedestres;
- Proibir, sempre que possível, giros à esquerda partindo das vias paralelas.

8.10.6 Faixas de Espera

Certos veículos (ônibus escolares, ônibus para atendimento local, veículos com cargas perigosas) são obrigados a parar antes de qualquer travessia férrea em nível. Faixas auxiliares são eventualmente construídas para remover esses veículos das faixas de tráfego direto da rodovia, para que não causem atrasos nem provoquem acidentes por colisões traseiras. Sempre restará o problema da obstrução visual provocada por veículos longos parados na faixa auxiliar.

A Figura 144 apresenta um projeto típico de faixas de espera. O comprimento do trecho de chegada na linha férrea é dimensionado para atender os veículos que exigem maior comprimento de desaceleração e parada. Os comprimentos L_d, medidos do início do taper ao ponto de parada à 4,50 m do trilho mais próximo, são apresentados na Tabela 69, como função da velocidade do veículo tipo escolhido para dimensionamento, conforme observado. O trecho em taper é determinado em função da velocidade do veículo, para que se tenha deslocamento lateral confortável (ver Tabela 47). Caso haja previsão de fila, deverá ser adicionado comprimento de armazenamento adequado para abrigar os veículos que se acumulam.

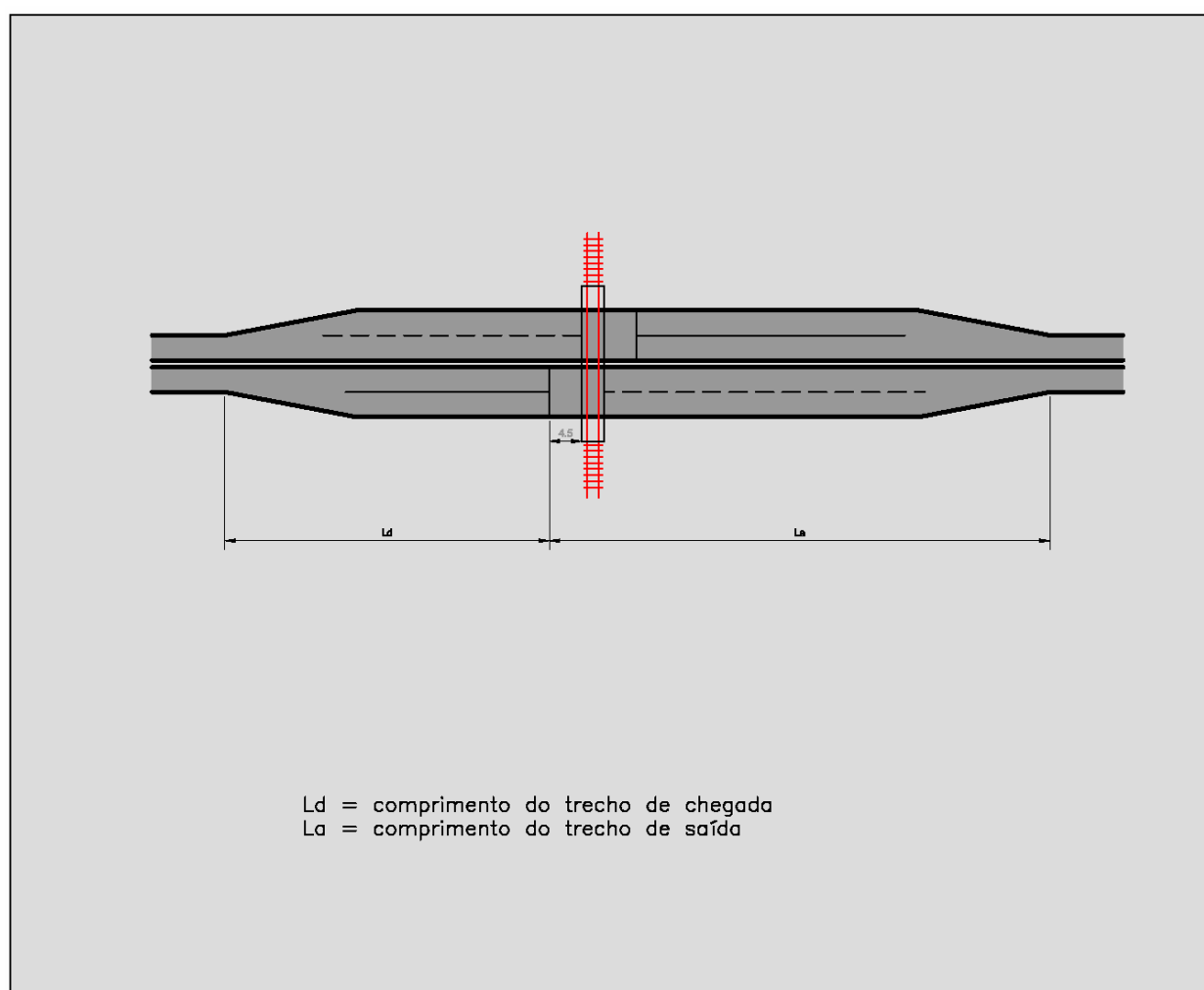



Figura 144 – Faixas de espera no cruzamento rodoferroviário

Tabela 69 - Comprimentos dos trechos de chegada das faixas de espera (L_d)

Velocidade (km/h)	Comprimento L_d (m)
50	65
70	130
80	170
100	275

Fonte: *Railroad – Highway Grade Crossing Handbook, FHWA*

Os comprimentos L_a de saída devem ser também determinados em função da velocidade do veículo escolhido para o dimensionamento. Entretanto, raras vezes será viável adotar os comprimentos necessários para os veículos lentos considerados. Os valores da Tabela 70 são adequados para permitir que carros de passeio atinjam a velocidade da rodovia antes de sua inserção no tráfego, e permitem que os veículos mais pesados acelerem até atingir uma velocidade que torne mais fácil sua inserção no fluxo direto. Os trechos em taper são determinados como indicado para o trecho L_d.

Tabela 70 - Comprimentos dos trechos de saída das faixas de espera (L_a)

Velocidade (km/h)	Comprimento L_a (m)
50	65
70	160
80	230
100	380

Fonte: *Railroad – Highway Grade Crossing Handbook, FHWA*

Capítulo 9

Interseções em Níveis Diferentes

9 INTERSEÇÕES EM NÍVEIS DIFERENTES

9.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

9.1.1 Conceitos e Justificativas

Conforme visto no item 6.2, as interseções em níveis diferentes podem ser classificadas em dois tipos básicos:

- *Cruzamento em níveis diferentes sem ramos*: quando não há trocas de fluxos de tráfego entre as rodovias que se interceptam. Ou seja, o cruzamento em desnível não tem ramos de conexão. Adota-se a designação de *Passagem Superior* quando a rodovia principal passar sobre a via secundária e *Passagem Inferior* quando passar sob a via secundária.
- *Interconexão*: quando, além do cruzamento em desnível, a interseção possui ramos que conduzem os veículos de uma via à outra.

a) Cruzamento em Níveis Diferentes sem Ramos

Há muitas situações em que os cruzamentos em desnível são projetados sem ramos, mas para se chegar à conclusão da necessidade ou não dos mesmos, deverão ser considerados em conjunto fatores como: volume potencial de tráfego de conversão (fator diretriz), nível de serviço, custos e condições do local.

Quando houver um pequeno volume de tráfego entre duas rodovias, um cruzamento em dois níveis sem ramos pode ser projetado, mas neste caso as trocas de fluxos serão feitas usando outras rotas existentes, ou outros locais. É possível que os veículos tenham que percorrer distâncias adicionais elevadas, especialmente se tratando de rodovias rurais.

Há outras situações em que os ramos podem ser omitidos, embora seja provável que os mesmos receberiam grande volume de tráfego, se existissem, tais como:

- Evitar que haja grande proximidade entre interconexões, o que viria dificultar a operação e a instalação da sinalização;
- Eliminar a interferência com grandes volumes de tráfego da via mais importante;
- Aumentar a segurança e a mobilidade, concentrando o tráfego de conversão em poucos pontos, nos quais seja viável projetar sistemas de ramos apropriados.

No caso de topografia acidentada, as condições do local podem ser mais favoráveis à adoção de níveis diferentes no cruzamento. Se as conexões dos ramos forem difíceis e onerosas, pode ser mais prático omití-las e transferir para outros locais de acesso os movimentos correspondentes.

b) Interconexão

A interconexão é uma solução útil para muitos dos problemas encontrados nas interseções mas, em decorrência de seu maior custo inicial, sua utilização é limitada aos casos onde os gastos possam ser justificados. Deverão ser consideradas as seguintes condições para chegar a uma decisão racional quanto à necessidade de uma interconexão:

– *Via Expressa.* A decisão de implantar uma rodovia com controle total de acesso inclui obrigatoriamente interseções em desnível, ou interconexões, para todas as vias conectadas.

– *Capacidade.* A insuficiência de capacidade nas interseções integrantes de rodovias com elevados volumes de tráfego pode resultar em condições de congestionamento intoleráveis em uma ou todas as chegadas à interseção. A impossibilidade de proporcionar a capacidade básica necessária empregando interseções em nível constitui uma justificativa para adotar uma interconexão.

– *Segurança.* Algumas interseções em nível tem uma quantidade desproporcional de acidentes graves, que podem justificar uma interconexão. Ademais, interseções com elevado índice de acidentes estão freqüentemente localizadas nos entroncamentos de rodovias com volumes de tráfego relativamente reduzidos, em áreas rurais de baixa densidade, onde as velocidades são altas. Em tais áreas, pode-se com freqüência construir estruturas e ramos de acesso com custos reduzidos, já que os gastos com desapropriação são relativamente baixos. A eliminação de apenas alguns acidentes graves pode justificar uma interconexão completa ou pelo menos ligações específicas em desnível.

– *Topografia.* Em alguns locais com características topográficas específicas, *interseções* em desnível são o único tipo que pode ser executado economicamente em comparação com a alternativa em nível.

– *Benefícios para o Usuário.* Os custos para o usuário devidos a demoras em congestionamentos de interseções em nível são elevados. Despesas com combustível, pneus, lubrificantes, consertos, tempo perdido e acidentes excedem em muito as que

ocorrem em interseções que permitem operação ininterrupta. De um modo geral as interconexões resultam em maiores percursos que as travessias em nível, mas o custo adicional do percurso maior é menor que a economia obtida com a redução das paradas, demoras e acidentes. A relação benefício-custo para o usuário e sociedade como um todo, justifica economicamente as melhorias a partir de determinados volumes de tráfego. Deve-se considerar também a possibilidade de construção por etapas, incluindo a análise da conveniência econômica da reserva da faixa de domínio necessária para a conclusão da solução definitiva.

– *Volume de Tráfego.* A principal justificativa para uma interconexão é o volume de tráfego elevado associado à interferência das suas diversas correntes, excedendo a capacidade de uma interseção em nível, considerados também os índices prováveis de acidentes e danos materiais e pessoais. A justificativa econômica é viável em muitos casos, já se dispondo de estimativas de números prováveis de acidentes e dos custos correspondentes em alguns países, como por exemplo a Suécia.

Deve-se considerar também algumas justificativas adicionais como as que são apresentadas a seguir:

- Rodovias e ruas locais que não podem ser simplesmente interrompidas pela passagem de uma via expressa.
- Acessos a áreas desprovidas de vias laterais à via expressa ou outros meios de acesso.
- Travessias de ferrovias.
- Concentrações elevadas de tráfego de pedestres.
- Travessias de ciclovias e vias de pedestres.
- Acesso a estações de transporte de massa junto à via expressa.
- Problemas geométricos oferecidos por alguns ramos de acesso.

9.1.2 Tráfego e Operação

Cada tipo de interseção acomoda o tráfego direto com grau próprio de eficiência. Quando o tráfego da rodovia secundária é muito menor que o da rodovia principal, o tráfego direto da rodovia principal é muito pouco prejudicado, principalmente quando a topografia é plana. Onde o volume da rodovia secundária é suficiente para justificar um semáforo, o tráfego da rodovia principal sofre retardamento. Quando os volumes das rodovias são próximos, cerca de 50% do tráfego de cada acesso é forçado a parar.

O tráfego direto não sofre retardamento nas travessias em níveis distintos, a não ser quando os greides de acesso são longos e de declividade elevada, e há muitos veículos pesados. Ramos de interconexões não têm muita influência no tráfego direto, exceto onde a capacidade é insuficiente, os comprimentos das faixas de mudanças de velocidade são inadequados ou não são incluídos todos os movimentos necessários.

Os movimentos de giro podem afetar a operação do tráfego em uma interseção e são acomodados com diferentes graus de eficiência em função do tipo de projeto adotado. Nas interconexões devem ser projetados ramos para atender todos os movimentos de giro. Onde há poucos movimentos de giro e todos são atendidos, um só quadrante pode ser suficiente para acomodá-los. Os movimentos de giro à esquerda, entretanto, podem não ficar melhor atendidos que em uma interseção em nível. O uso de dois quadrantes permite que se projetem ramos de modo que cruzamentos do tráfego direto ocorram somente na rodovia secundária, deixando a principal livre desse tipo de interferência. Uma interconexão com um ramo para cada movimento de giro é apropriada para grandes volumes de tráfego direto e quaisquer volumes de giro, desde que os ramos e terminais tenham capacidade adequada.

As conversões à direita nas interconexões executadas através de ramos direcionais criam pouca probabilidade de confusão por parte dos usuários. Os trevos completos incluem laços para os movimentos de conversão à esquerda, que às vezes confundem os motoristas, apresentam percursos mais extensos e, em alguns casos, induzem movimentos de entrecruzamento. As soluções em diamante são simples e mais adequadas que os trevos, nos casos em que não há problemas com a execução dos giros à esquerda na via secundária. No entanto, quando o tráfego na rodovia secundária é suficiente para justificar os custos envolvidos com a eliminação dos giros à esquerda em nível, deve-se optar pelo trevo ou outro tipo melhor de interconexão.

Com exceção das vias expressas, interconexões são usadas geralmente onde as travessias e movimentos de giro não podem ser acomodados em uma interseção em nível. Alguma indecisão dos motoristas na identificação do caminho a seguir pode ser inevitável nas interconexões, mas essa dificuldade é pequena comparada com os benefícios da redução de demoras, paradas, e colisões. Além disso, a indecisão vai sendo reduzida à medida que as interconexões se tornam mais freqüentes, com os motoristas adquirindo experiência com seu uso, e com a melhoria da qualidade da sinalização. Onde há poucas interconexões deve-se aumentar o uso dos sinais de indicação, para suprir a falta de familiaridade com o local.

As interconexões são especialmente favoráveis para o caso de grandes proporções de tráfego pesado, pois ajudam a manter a capacidade das rodovias que se interceptam, por minimizarem as demoras causadas pelos caminhões pesados, que não dispõem das altas acelerações dos carros de passeio.

9.2 ESTRUTURAS DE SEPARAÇÃO DOS GREIDES

9.2.1 Passar por Cima x Passar por Baixo

A implantação de uma interseção em desnível elimina o cruzamento das correntes de tráfego direto e minimiza os conflitos resultantes. Tal dispositivo favorece sensivelmente a circulação na interseção e resolve, com freqüência, os problemas de congestionamento. Um cruzamento dessa natureza pressupõe a construção de:

- Uma estrutura elevada sobre o nível normal das vias;
- Uma estrutura ou túnel por baixo desse nível; ou
- Uma solução mista, onde se rebaixe o nível de uma via sob a primitiva e ao mesmo tempo se eleve o nível da outra via sobre seu nível original.

O melhor tipo de estrutura é aquele que se adapta à rodovia em planta, perfil e seção transversal e que proporciona aos motoristas o mínimo de sensação restritiva. Um estudo minucioso deve ser feito para determinar qual rodovia deverá passar sobre a estrutura. Nesta escolha os principais fatores a serem considerados são: custo da obra, adaptação à topografia do terreno, facilidade de construção, fluxo de maior volume, tipo e natureza das rodovias e, finalmente, as considerações de ordem estética.

Assim sendo, poderá ser necessário fazer vários esboços preliminares da interseção, antes de chegar a uma decisão sobre a configuração mais desejável. Seguem abaixo alguns comentários relativos à preferência pela opção superior ou inferior, mas essas diretrizes gerais estão subordinadas a estudos detalhados do cruzamento como um todo.

Em qualquer local, as condições que determinam a escolha da rodovia que deverá passar por cima geralmente recaem em um dos três grupos:

- A influência da topografia predomina e o projeto deve ater-se a isso o mais estritamente possível;
- A topografia não favorece qualquer configuração;

- Os controles do traçado e do greide de uma estrada são suficientemente importantes para impor a subordinação da outra e, possivelmente, adotar uma configuração contrária à que se adaptaria à topografia do local.

Como regra geral, um projeto que melhor se adapte à topografia existente será o mais estético e econômico para construir e manter, tornando-se esse fator a principal preocupação do projeto. Contudo, destaca-se como exceção o caso de uma rodovia principal ser suficientemente importante para prevalecer sobre a topografia do cruzamento. Pode ser necessário fazer um estudo dos fatores secundários e examinar as considerações gerais dos seguintes pontos:

– Em geral os projetistas são orientados pela necessidade de economia, que é obtida através de soluções que se adaptem à topografia existente, não só ao longo das rodovias que se cruzam mas em toda a área a ser usada pelos ramos de acesso. Portanto, é preciso considerar alternativas para a área da interconexão como um todo, para decidir a questão: via por cima ou via por baixo.

– Há certa vantagem para o tráfego que passa sob a estrutura. Quando o motorista se aproxima, a estrutura se avoluma em sua visão e torna óbvio o cruzamento à sua frente, dando-lhe um aviso antecipado da probabilidade de conexões do entroncamento.

– O tráfego direto da rodovia que passa por cima recebe preferência estética. Há visão ampla a partir da aproximação da estrutura, oferecendo ao motorista a mínima sensação de restrição e confinamento.

– Quando os fluxos que desviam são significativos, os perfis são mais adequados quando a via principal está no nível inferior. Nesse caso os greides dos ramos ajudam na desaceleração dos veículos que a abandonam e na aceleração dos que a acessam.

– Em região fortemente ondulada ou montanhosa os traçados freqüentemente são condicionados pela topografia. Fazer com que uma determinada rodovia passe por cima da outra normalmente exige um traçado forçado. Quando não existem vantagens que justifiquem a opção de passar por cima ou por baixo, deve-se preferir o tipo que ofereça a maior distância de visibilidade na rodovia principal.

– A solução “passar por cima” oferece melhor possibilidade para construção em etapas, tanto para a rodovia quanto para a estrutura, com um mínimo de prejuízo para o investimento original. No caso de pista dupla, pode-se optar pela construção inicial de

uma única pista com a estrutura correspondente, reservando a faixa de domínio necessária para implantação futura da outra pista.

- Problemas complicados de drenagem podem ser reduzidos passando com a rodovia por cima, sem alterar o greide do cruzamento. Em alguns casos o problema de drenagem, por si só, pode ser razão suficiente para a escolha de passar a rodovia por cima e não por baixo do cruzamento.
- Quando uma rodovia nova cruza uma via existente com um grande volume de tráfego, a passagem por cima causa menos distúrbio à via existente e, geralmente não há necessidade de uma variante.
- A estrutura da passagem por cima não tem restrições quanto a limites de altura, o que pode constituir uma vantagem significativa no caso de cargas de grande porte, que exijam licenças especiais numa rota ou rodovia importante.
- Em alguns casos, pode ser necessário rebaixar a via de maior volume e atravessar por baixo da via de menor volume para reduzir o impacto do ruído.

9.2.2 Seções Transversais nas Estruturas

9.2.2.1 Passagens por Baixo

As distâncias laterais mínimas estão ilustradas na Figura 145. Para uma passagem por baixo de outra via com duas ou mais faixas sem canteiro central, a largura da seção transversal varia, dependendo dos padrões do projeto e do volume de tráfego. O afastamento lateral mínimo do bordo da pista de rolamento até a face da barreira de proteção deve ter a largura normal do acostamento.

Em rodovias de pista dupla o afastamento do lado esquerdo é geralmente condicionado pela largura do canteiro central. É recomendável que uma rodovia de quatro faixas tenha um canteiro central de 3,00 m no mínimo, para proporcionar um acostamento interno de 1,20 m e barreira central rígida. Para seis ou mais faixas, porém, a divisão central deve ter um mínimo de 6,60 m de largura, para proporcionar acostamentos de 3,00 m com barreira central rígida. A Figura 145A mostra o distanciamento lateral mínimo para uma barreira central contínua, de concreto ou metal, para trechos básicos de rodovia e passagens inferiores sem suporte central. As mesmas medidas de afastamento se aplicam no caso de muro contínuo à esquerda. Quando for usada uma barreira central de concreto, sua base deve ficar alinhada paralelamente à faixa de tráfego.

A Figura 145B mostra o distanciamento mínimo à direita, aplicável num trecho de muro contínuo. Nesta figura vê-se o uso de uma barreira de concreto integrada ao muro. Para essa situação o afastamento à direita deve ser medido até a base da barreira.

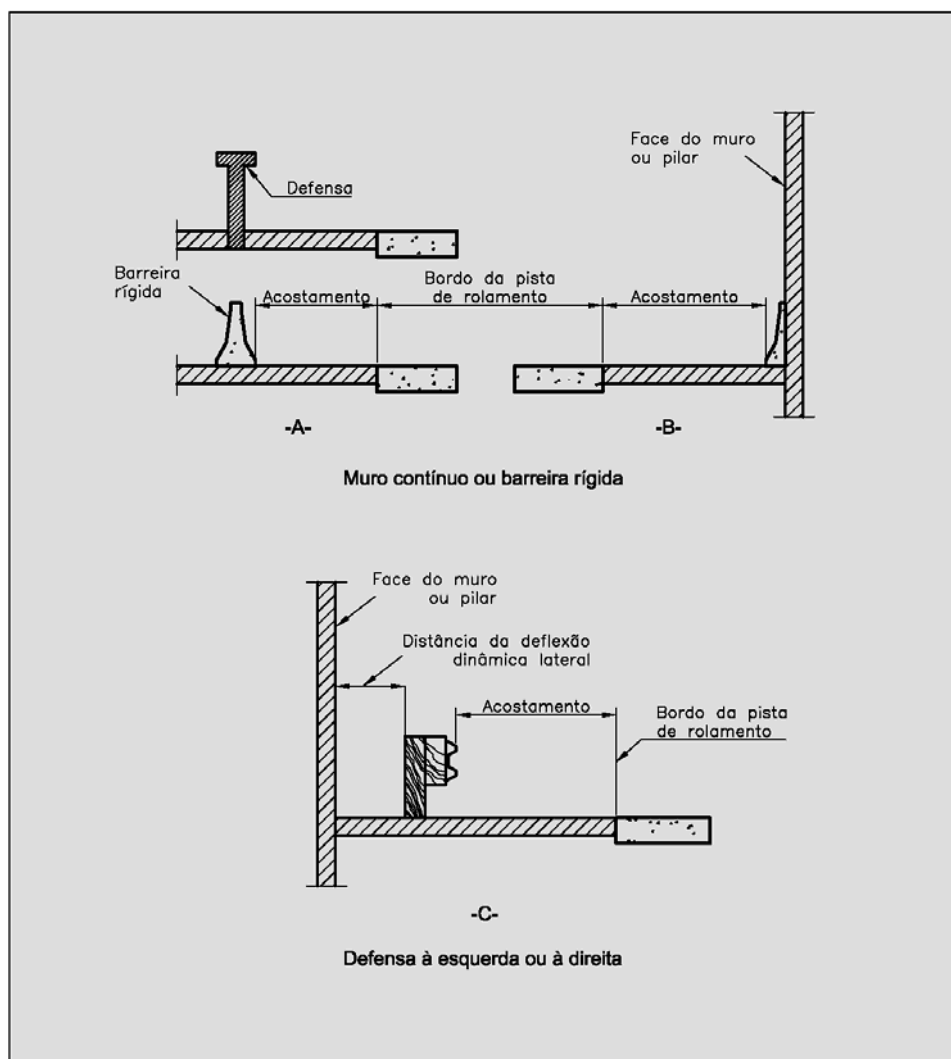



Figura 145 – Distâncias mínimas laterais para passagens inferiores de vias importantes

Rodovias de alta velocidade devem ser projetadas com acostamentos no mesmo nível da faixa de rolamento do tráfego direto. Meios-fios contínuos devem limitar-se a sistemas especiais de drenagem e muros das rampas no lado externo dos acostamentos, à esquerda ou à direita. Esses meios-fios devem atravessar toda a passagem inferior. Quando houver necessidade de prover passarelas, todo o trecho do acostamento deve ser mantido e o vão aumentado na largura da passarela. No lado interno de curvas fechadas deve ser prevista uma largura livre lateral adicional, a fim de proporcionar distância de visibilidade adequada.

Quando as condições impedirem a aplicação do conceito de projeto com faixa lateral livre, todos os pontos de apoio, pilares e colunas deverão ser equipados com dispositivos de proteção, a menos que estejam situados de tal maneira que não possam ser atingidos por veículos desgovernados. Geralmente não há necessidade de dispositivos de proteção ao longo de trechos de muros contínuos.

Defensas instaladas ao longo da face de um pilar ou do encontro devem ter um distanciamento adequado à deflexão dinâmica lateral do perfil adotado. A defensa não poderá amortecer e desviar um veículo desgovernado, a menos que haja suficiente espaço lateral afastado do suporte da estrutura. A Figura 145C mostra os limites da distância de deflexão dinâmica lateral entre a face do encontro e o suporte da defensa. A defensa rente à face exposta de pilares, encontros e balaustradas deverá ser solidamente fixada, para evitar raspar ou perfurar um veículo desgovernado.

Quando o projeto estrutural e características de custo tornarem necessária a redução do gabarito horizontal mínimo numa passagem inferior, a mudança de largura lateral deverá ser efetuada com ajustes graduais na seção transversal da rodovia e não abruptamente na estrutura. Essas transições na largura devem ser feitas gradualmente na proporção de 50 ou mais (longitudinal) para 1 (lateral).

9.2.2.2 Passagens por Cima

Nas passagens por cima é desejável continuar com a largura total da rodovia ao longo de toda a estrutura. Para vias que não sejam expressas a exceção se aplica às estruturas mais importantes nas quais, devido ao custo elevado, a seleção das dimensões da seção transversal deverá estar sujeita a estudos econômicos individuais.

Quando a largura total da rodovia continuar através da estrutura, o guarda-roda, tanto à esquerda quanto à direita, deve alinhar-se com a defensa. Por exemplo, quando o projeto determinar a colocação da barreira longitudinal a 0,60 m do bordo externo do acostamento, o guarda-roda é geralmente posicionado 0,60 m para fora do bordo do acostamento. Esse incremento na largura proporciona um distanciamento adicional para a operação em alta velocidade e espaço para abertura de portas de veículos parados no acostamento da estrutura. Alguns projetistas preferem colocar a barreira longitudinal da rodovia a 0,60 m do bordo externo do acostamento e o guarda-roda no bordo do acostamento. Neste caso, a transição de aproximadamente 20:1 é adequada para o estreitamento da barreira longitudinal até o guarda-roda.

Em algumas interconexões é necessário prover um espaço extra para faixas de mudança de velocidade ou trechos de entrecruzamento. Quando a faixa auxiliar é uma continuação do ramo, o distanciamento horizontal do guarda-roda deve ser, no mínimo, igual à largura do acostamento projetado. Quando a faixa auxiliar for uma faixa de entrecruzamento ligando os ramos de entrada e saída, ou for uma faixa de mudança de velocidade do *tipo paralelo* através de toda a estrutura, o distanciamento para o guarda-roda deve ter largura uniforme, pelo menos igual à largura do acostamento do ramo.

Cabe ressaltar que o *Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais* do DNER de 1996, faz as seguintes observações relativas aos guarda-rodas, no seu ítem 2.4.3.3.2: “As pontes antigas do DNER eram projetadas com sistemas de proteção lateral, guarda-rodas e guarda-corpos, pouco eficazes; os guarda-rodas, na verdade simples balizadores de tráfego que também possibilitavam, com grande risco, o trânsito de pedestres, estão sendo substituídos por barreiras rígidas de concreto armado, enquanto que os guarda-corpos tradicionais, geralmente em peças pré-moldadas de concreto, estão sendo eliminados ou substituídos, quando há passeios para pedestres”.

9.2.2.3 Canteiros Centrais

Numa rodovia de pista dupla com canteiro central largo ou que esteja sendo implantada em etapas, a passagem superior provavelmente será construída com duas estruturas paralelas. A largura de cada via deve ser mantida em cada estrutura individual. Caso sejam usadas estruturas paralelas separadas, a largura da abertura entre as estruturas não é importante.

Quando a via for uma rodovia de faixas múltiplas sem divisão central ou com canteiro estreito com menos de 1,20 m de largura, considera-se desnecessário um separador elevado em estruturas curtas de aproximadamente 30 m de extensão, porém desejável em estruturas de 120 m ou mais de extensão. Nas obras-de-arte entre 30 e 120 m de extensão, as condições locais como volume de tráfego, velocidade, distância de visibilidade, necessidade de padrões de iluminação viária, melhorias futuras, seção transversal, número de faixas e se a rodovia deverá ser em pista dupla, determinarão se o separador central é ou não justificado.

Quando a largura dos canteiros das vias de acesso a longas estruturas individuais for de largura média ou estreita, a estrutura deverá ser suficientemente larga para acomodar o mesmo tipo de barreira central usado no canteiro central da rodovia.

9.3 TIPOS DE INTERCONEXÕES

9.3.1 Considerações Gerais

A escolha do tipo de uma interconexão e seu projeto sofre influência de vários fatores: velocidade, volume e composição do tráfego, número de ramos interceptantes, características técnicas e disposição do sistema de vias locais, topografia, faixa de domínio, planejamento do local, proximidade de interconexões adjacentes, estudos sobre os impactos causados na comunidade e no meio ambiente, e custo do investimento. Embora as interconexões sejam necessariamente projetadas de acordo com condições e controles específicos, é recomendável que haja uniformidade no seu projeto nas diversas localizações ao longo de uma rodovia. Também é recomendável que sejam remanejados os trechos de vias locais na zona da interconexão, a fim de se obter melhores condições de tráfego e desenvolvimento do local.

É diretriz geral prever-se todos os movimentos entre duas rodovias interceptantes. Quando as demandas de tráfego forem pequenas, previsões das movimentações secundárias poderão ser omitidas para a fase inicial da obra, se houver disponibilidade de rotas alternativas satisfatórias e o projeto da interconexão tornar possível prever os movimentos futuros.

Em áreas metropolitanas, o volume de tráfego real em uma interconexão é de difícil determinação em face ao grande número de variáveis envolvidas. O desenvolvimento potencial da área, para um período além do ano de projeto, deverá ser um fator de influência na determinação do tipo de interconexão.

Apesar de sua imensa variedade, os tipos básicos são os apresentados esquematicamente na Figura 146. Existem numerosas variantes de cada um dos tipos básicos e combinações de vários deles, que se constituem em tipos mistos não designados por nomes específicos.

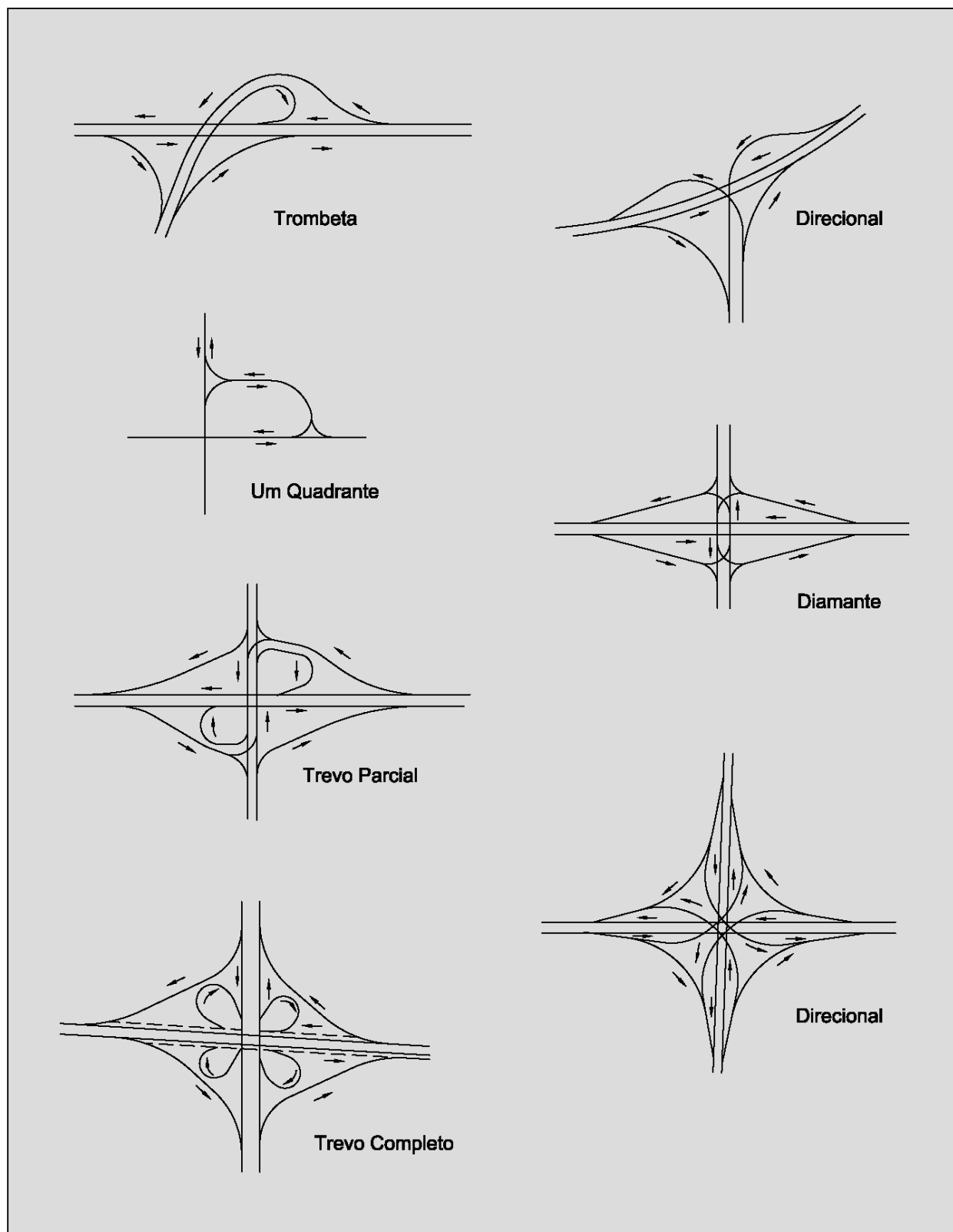



Figura 146 – Tipos de interconexões

9.3.2 Ramos

O termo "*ramo*" é usado para designar pistas de rolamento que conectam as vias que se interceptam ou as ligam a outras vias ou ramos de uma interconexão. Inclui também os terminais dessas ligações. Geralmente se adotam para os ramos padrões técnicos de projeto inferiores aos das rodovias que se interconectam.

A configuração de um ramo da interconexão (traçado e forma específica), são condicionados pelo fluxo, velocidade de projeto, topografia, ângulo de interseção, uso da terra, etc. A Figura 9.3.2/1 ilustra vários tipos de ramos com suas formas características, a saber:

- *Diagonal:* ramo que assume uma posição diagonal, geralmente com um sentido único de tráfego e curvas de conversão à direita e à esquerda na interseção com a via secundária. Pode ser projetado com trecho longo em tangente ou utilizando curvas, inclusive reversas. A interconexão em diamante normalmente tem quatro ramos diagonais.

- *Laço ("loop")*: ramo que proporciona conversão à esquerda (à direita) mediante giro contínuo à direita (à esquerda), com ângulo central da ordem de 270°.

- *Ramo direcional*: ramo conectando duas vias, cujo traçado apresenta a menor variação angular possível entre as direções inicial e final, proporcionando o percurso mais espontâneo e intuitivo.

- *Ramo semidirecional*: ramo conectando duas vias, cujo traçado apresenta pelo menos uma reversão na sua variação angular entre as direções inicial e final, desviando parcialmente do percurso mais espontâneo e intuitivo. A reversão de direção geralmente resulta em um ramo com a forma "*asa de bule*". A distância de percurso em um ramo semidirecional é menor que a que se obtém quando comparada com um laço e maior que a correspondente a um ramo direcional.

As interconexões são formadas pela combinação desses vários tipos de ramos. Uma *trombeta*, por exemplo, inclui um laço, um ramo semidirecional e dois ramos direcionais.

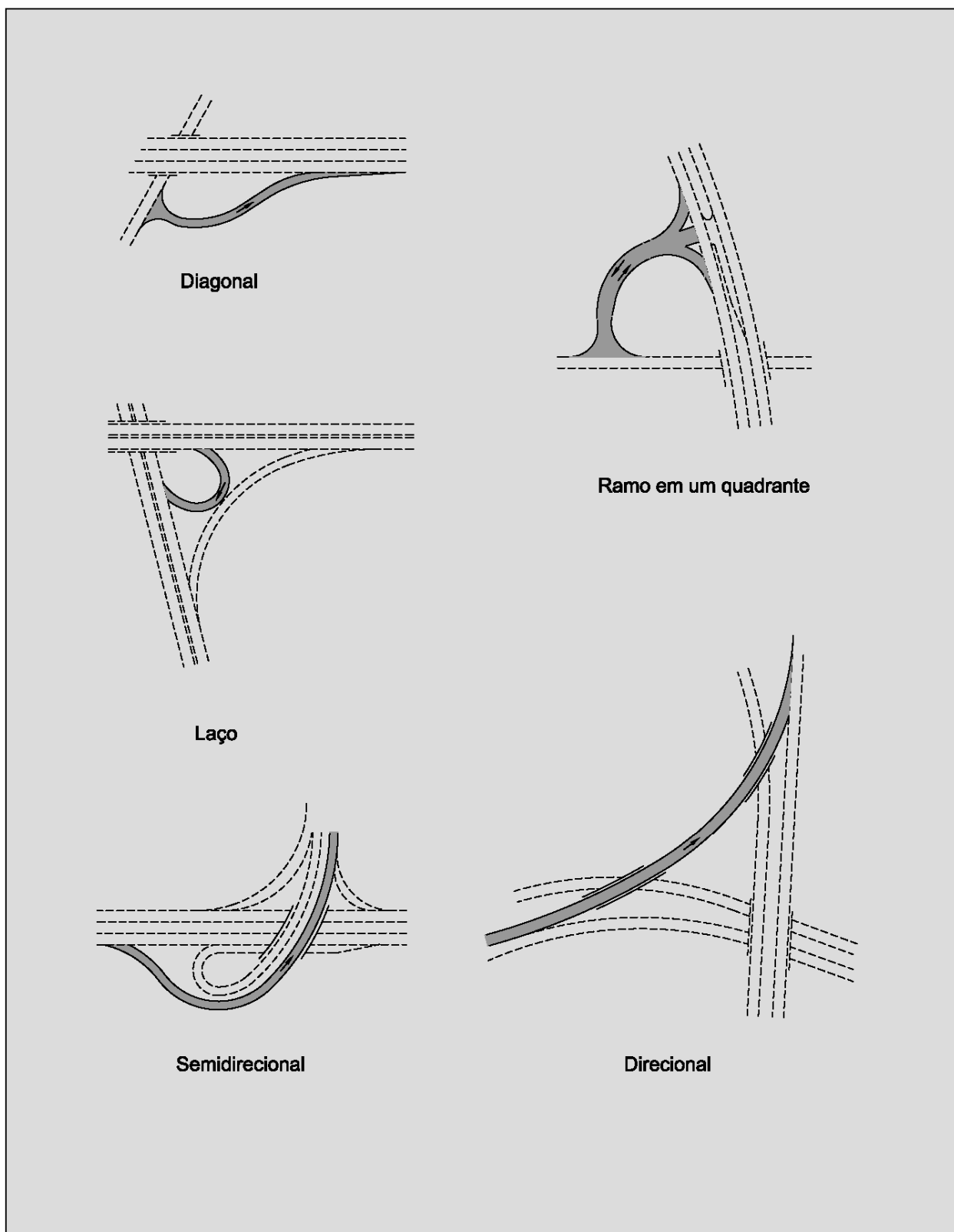



Figura 147 – Tipos de ramos

9.3.3 Interconexão em “T” e “Y”

Quando em uma interseção de duas rodovias uma delas (rodovia secundária) contém apenas fluxos de conversão de ou para a outra rodovia (rodovia principal), essa interseção tem a designação de *Tipo T* se o ângulo das rodovias for próximo de 90° e *Tipo Y* se o ângulo for sensivelmente agudo. A clara distinção entre os dois tipos não é relevante, apenas procura dar uma idéia aproximada da forma do projeto.

Eventuais expansões de interconexões destes tipos deverão ser levadas em conta no projeto original, dada a dificuldade de adaptação no futuro a condições novas, não previstas de início.

Os tipos e disposição dessas interconexões com uma estrutura de separação de nível são ilustrados na Figura 148. As que incluem mais de uma estrutura são ilustradas na Figura 149 e, por apresentarem elevado custo, só se justificam para grandes volumes de tráfego.

9.3.4 Diamante

É empregado para cruzamentos de uma rodovia principal com uma secundária, onde conversões à esquerda, em nível, na rodovia secundária, podem ser executadas sem dificuldade. A capacidade deste tipo de interconexão depende das facilidades de escoamento do tráfego do sistema ramo-via transversal, e poderá ser ampliada alargando-se os ramos para duas ou três faixas nas proximidades da via secundária.

Neste tipo, todos os fluxos de tráfego podem entrar e sair da rodovia principal a alta velocidade e as conversões à esquerda acarretam pequena extensão de percurso extra, sendo necessária uma área de desapropriação de dimensão reduzida. Por esta razão, adapta-se muito bem às condições urbanas, sendo o tipo mais usado nas conexões com artérias onde o projeto deve ser compacto, reduzindo a área a desapropriar. Nos projetos onde são usadas ruas laterais, as interseções devem ser basicamente, do tipo diamante ou variante dele. Características simples de entrada e saída, não apenas permitem fácil sinalização, como oferecem configurações com as quais os motoristas estão familiarizados, proporcionando, assim, mais eficiente e fluído escoamento do tráfego na via principal.

As interconexões em diamante podem ser divididas em quatro grupos: diamante convencional, diamante desdobrado, diamante com ramos cruzados e diamante em três níveis. As características de cada um desses grupos são apresentadas a seguir.

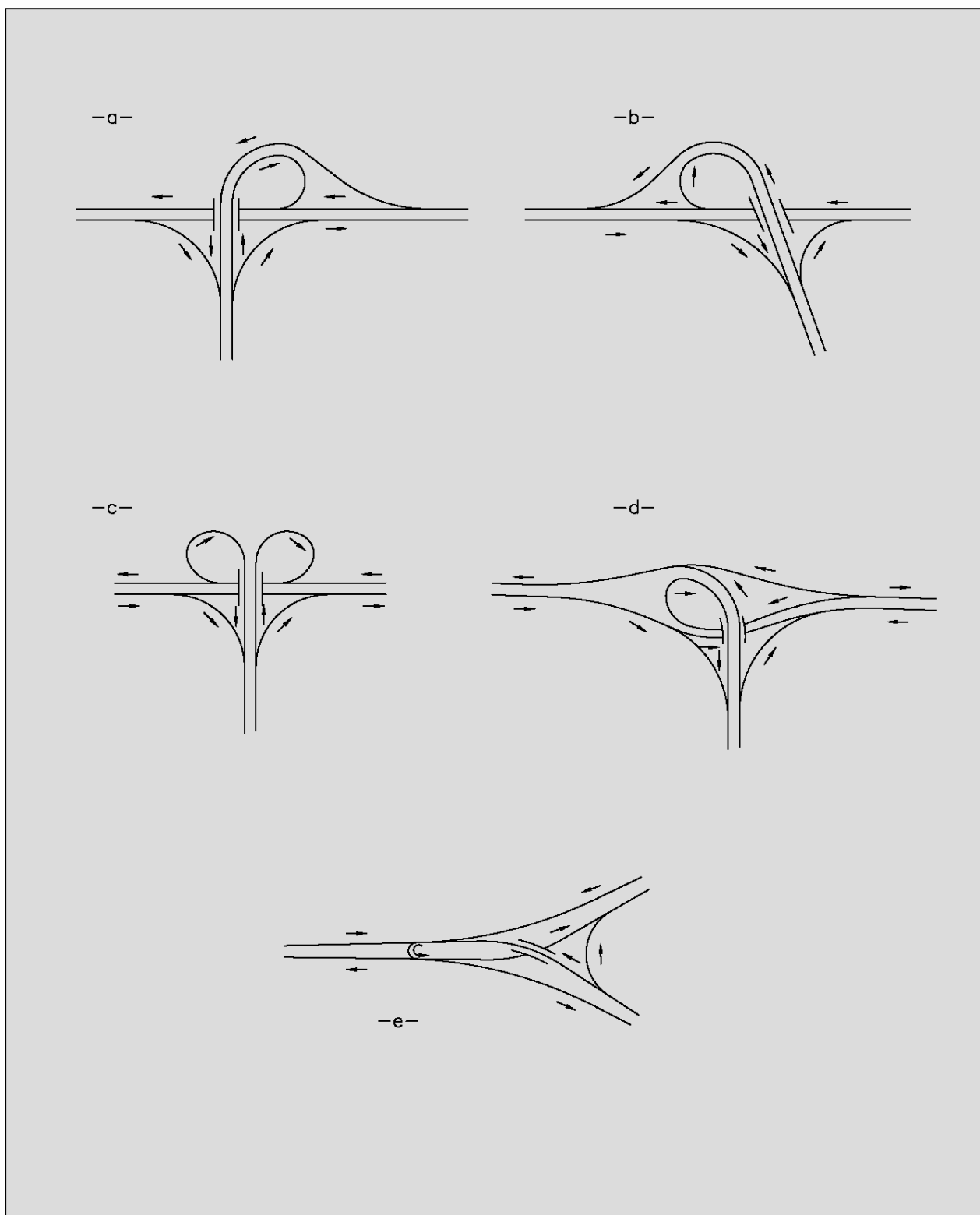



Figura 148 – Interconexões em "T" e "Y"

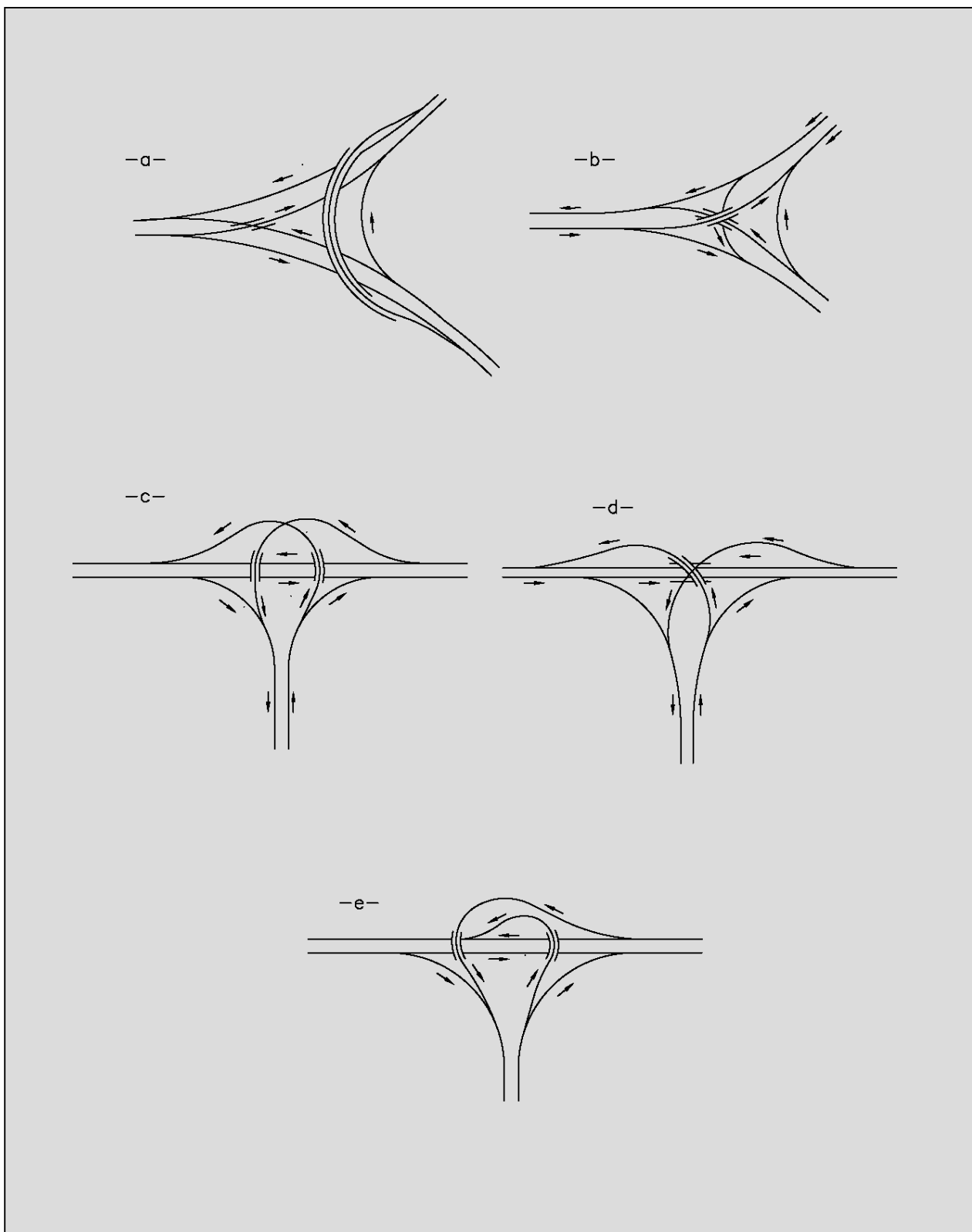



Figura 149 – Interconexões em "T" e "Y" com múltiplas obras-de-arte

a) Diamante Convencional

Consiste, essencialmente, em uma via principal e uma via transversal bidirecionais, quatro ramos unidirecionais diagonais ou paralelos, com terminais de saída e entrada de alta velocidade na via principal, e terminais em nível na via secundária (ver Figura 150).

A interconexão em diamante com ramos de ligação mais afastados da estrutura (diamante aberto) adapta-se aos casos em que o greide da via transversal necessita ser alterado, a fim de passar em cima ou em baixo da via principal. Nesta configuração é mais fácil conseguir maior distância de visibilidade e menor inclinação transversal nos terminais. Este tipo de diamante exige área maior para implantação, mas tem a vantagem de permitir greides com menores rampas e oferecer mais facilidade para a construção de futuros ramos, caso se façam necessários.

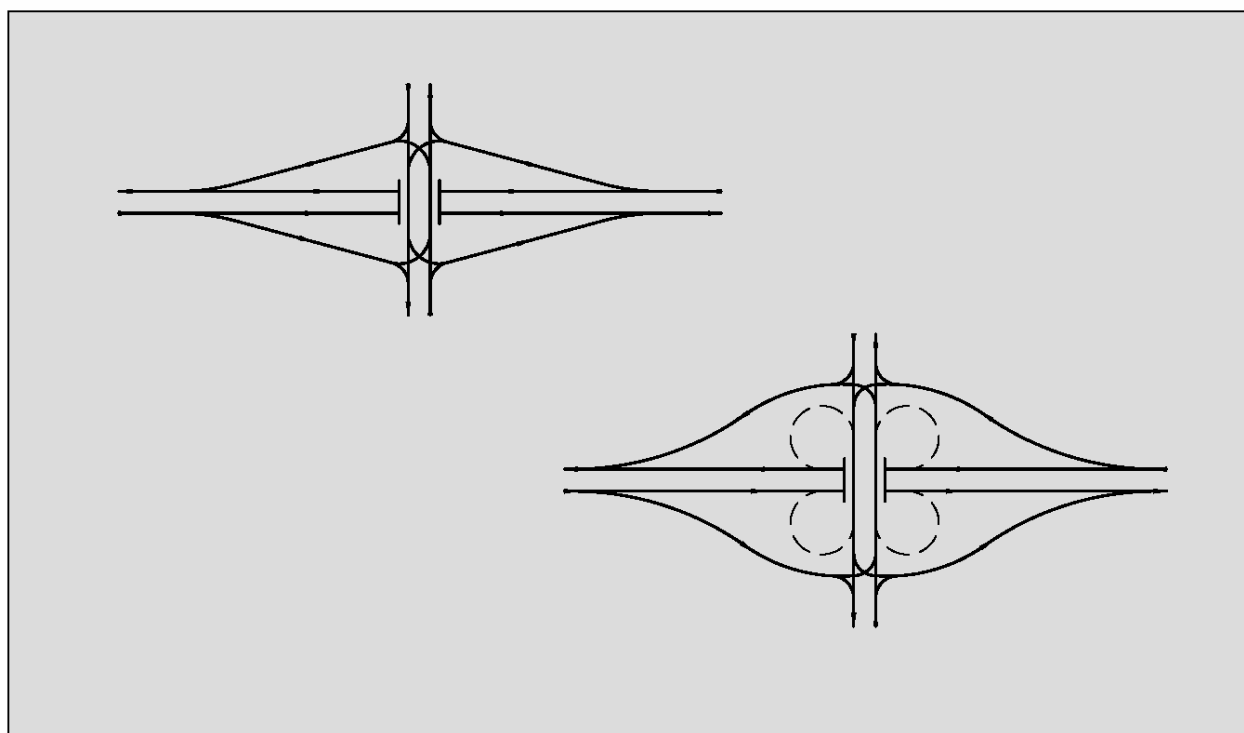



Figura 150 – Diamante convencional

Não há regra fixa para determinação da abertura adequada de uma interconexão em diamante. A abertura é em geral determinada pelos requisitos de armazenagem para conversão à esquerda na via transversal, que podem ser obtidos através de um projeto onde os canteiros da via transversal são recuados de cada lado, de modo a proporcionar faixas centrais exclusivas para esse

movimento. Se o projeto tiver que atender a grandes movimentos de giros à esquerda, acima de 400 veículos/hora em uma direção, tornam-se necessárias duas faixas para conversões à esquerda .

No caso de interseção com sinalização luminosa, faixas especiais de conversão à direita podem desviar parte do tráfego para fora da área sinalizada e aumentar grandemente a capacidade do diamante. Especial cuidado deve ser tomado no projeto de tais faixas, de forma a assegurar que suficiente extensão de faixa adicional paralela seja usada e que o acesso às faixas de conversão não seja bloqueado pelos veículos que vão seguir em frente e que permanecem parados no sinal.

b) Diamante Desdobrado

Ao invés de uma via transversal bidirecional, tem-se um par de transversais adjacentes unidirecionais ou bidirecionais. A simplicidade do *lay-out* resulta em movimentos espontâneos para todos os fluxos de tráfego e redução do número de conflitos. Esse tipo proporciona maior capacidade do que o diamante convencional (ver Figura 151).

Como no caso do diamante convencional, o tipo desdobrado pode ter sua capacidade grandemente aumentada pela provisão de faixas de livre conversão à direita, adequadamente projetadas.

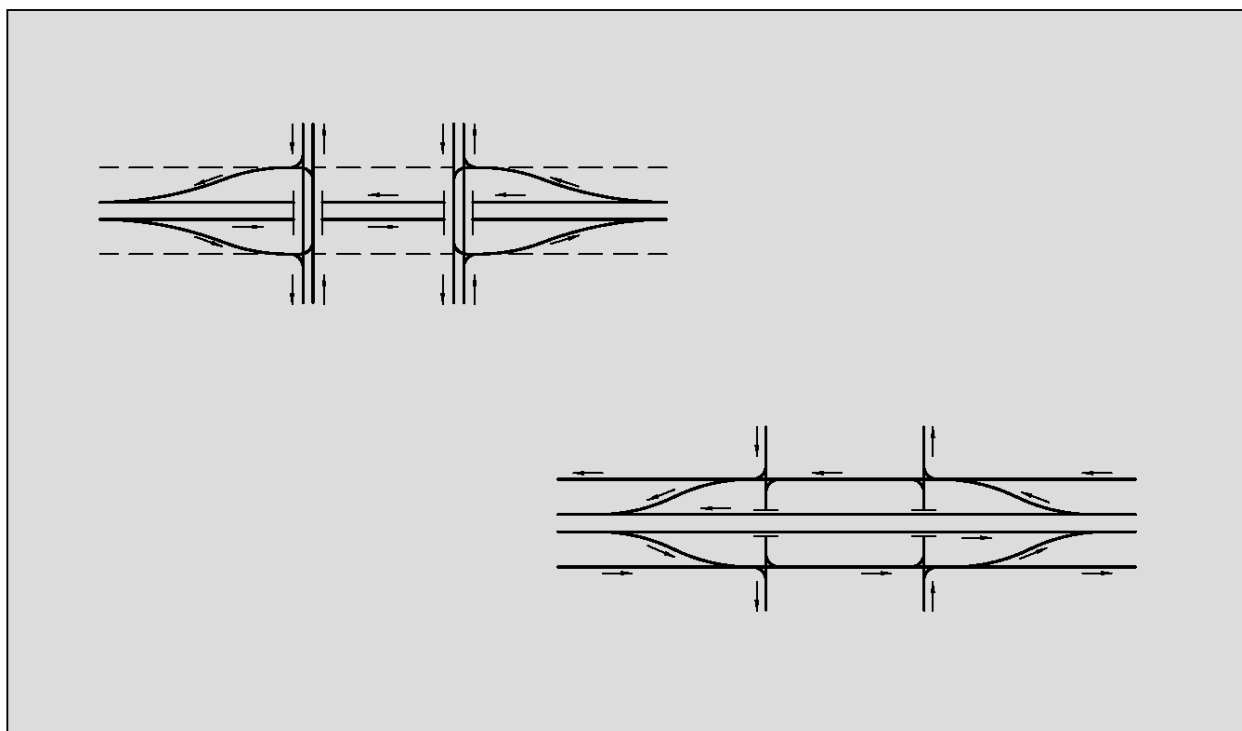



Figura 151 – Diamante desdobrado

c) Diamante com Ramos Cruzados

Em casos especiais, em regiões urbanas, quando se necessita interligar com uma via principal duas vias paralelas muito próximas, o projetista pode recorrer ao tipo de configuração ilustrado na Figura 152.

A configuração de ramo cruzado elimina o entrecruzamento entre duas interconexões muito próximas. Tem a vantagem adicional de possuir o ramal de entrada seguindo imediatamente o de saída, de forma que os veículos que entram podem se utilizar dos intervalos criados pelos veículos que deixam a rodovia. O espaçamento das rodovias que cruzam a via principal é determinado pelas necessidades do greide e pelas extensões de aceleração e desaceleração. O alinhamento vertical dos ramos cruzados pode criar problemas de projeto, a menos que a topografia seja de natureza favorável. Como são necessários dois cruzamentos em níveis diferentes nos ramos em “x”, pode apresentar custos elevados, uma vez que as obras-de-arte normalmente requerem vãos superiores a 30 metros.

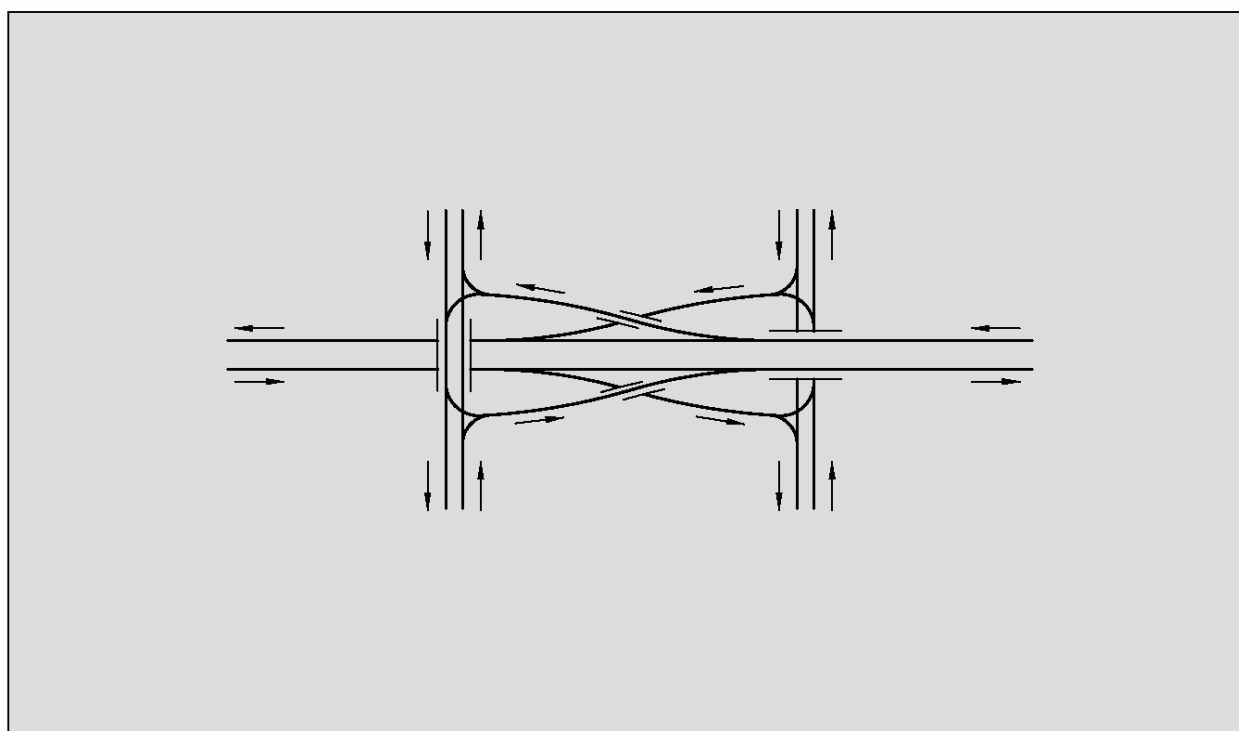



Figura 152 – Diamante com ramos cruzados

d) Diamante de Três Níveis

Esta configuração é apropriada para a interseção de duas vias expressas, já que provê fluxo livre para o tráfego direto em ambas as vias. Requer menor área que outros tipos de interconexão de mesma capacidade, que pode ser ainda aumentada com a provisão de faixas especiais de conversão à direita. Grandes áreas geradoras de tráfego nas vizinhanças podem criar substancial quantidade de movimentos de retorno, tornando necessário o emprego de faixas separadas para atendê-los. A Figura 153 ilustra uma interseção diamante de três níveis entre duas vias expressas, com vias coletoras-distribuidoras.

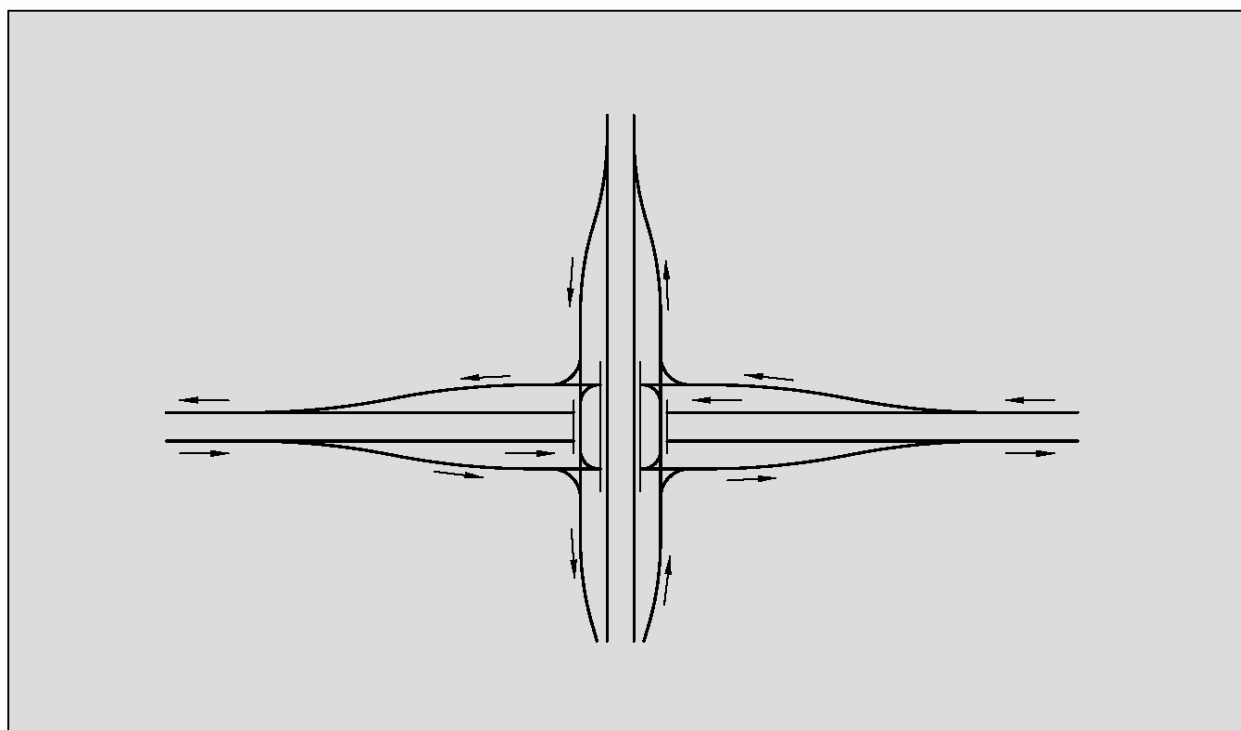



Figura 153 – Diamante em três níveis

9.3.5 Trevo

Trevos são interconexões que utilizam laços para os movimentos de conversão à esquerda. Trevos completos têm laços nos quatro quadrantes; os demais são trevos parciais. Trevos completos não são vantajosos em cruzamentos em que os movimentos de giro à esquerda da rodovia secundária podem ser acomodados em um único nível. As principais desvantagens da solução em trevo completo são os percursos mais extensos nas conversões à esquerda, as manobras de entrecruzamento criadas em trechos curtos e as áreas grandes que ocupam.

a) Trevo Completo

Quando não são permitidos giros à esquerda nas duas rodovias, um trevo completo é a solução mínima para a interconexão. Trata-se de uma interseção que possui um laço e uma conexão externa em cada quadrante. O trevo é a única interseção de quatro ramos com uma única estrutura e que assegura movimento contínuo para o todo o tráfego da interconexão.

O trevo completo é usado com ou sem vias coletoras-distribuidoras de tráfego, conforme Figuras 154A e B. A exigência de grandes áreas e as sérias limitações de capacidade do trevo completo o tornam raramente aplicável em áreas urbanas. Para áreas rurais e suburbanas é um tipo altamente desejável quando vias coletoras-distribuidoras são incorporadas ao projeto. De grande importância são as vantagens de segurança e de operação resultantes do uso destas vias, pela remoção das manobras de entrecruzamento e simplicidade dos movimentos de saída e entrada da rodovia. Quando não se usam vias coletoras-distribuidoras os movimentos de entrecruzamento são feitos na rodovia principal, que fica sujeita também a saída dupla em intervalos relativamente pequenos e de sinalização mais difícil.

A distância percorrida em um laço comparada com a correspondente ao giro à esquerda em nível cresce muito rapidamente com aumento da velocidade de projeto. Para aumento de velocidade de 10 km/h a distância de percurso cresce 50 % e a área ocupada cerca de 130 %.

O tempo de percurso nas conversões à esquerda diminui com o emprego de laços, sendo essa vantagem maior para aqueles com menores raios: as menores velocidades são compensadas com vantagem pelos menores percursos. Deve-se observar também que os veículos pesados operam com menor eficiência nos laços menores, de raios pequenos.

Considerando todos esses fatores a experiência aconselha que se usem laços com raios de 30 a 50 metros para rodovias com velocidades diretrizes de 80 km/h ou menores, e raios de 50 a 75

metros para os movimentos mais importantes de rodovias com velocidades diretrizes maiores. Uma faixa auxiliar continua é necessária para desaceleração, aceleração e manobras de entrecruzamento entre laços sucessivos. Essa faixa implica em aumento da estrutura.

No passado os ramos em laço eram projetados com curvas circulares simples ou compostas de relação de raios inadequada. De maior facilidade de cálculo, visava principalmente prover suficiente distância para entrecruzamento e reduzir ao mínimo os prejuízos à propriedade, o que resultava freqüentemente em configuração achatada e distorcida. Projetos desse tipo proporcionam operação deficiente, obrigando os motoristas a acelerarem e desacelerarem várias vezes ao percorrerem o laço. A prática moderna de projeto especifica o uso de uma única curva circular com curvas de transição em espiral em seus extremos. Isto resulta em operação mais suave com desaceleração uniforme da via principal ao ponto médio do ramo, e aceleração gradual para a outra via da interseção.

As manobras de entrecruzamento criadas nos trevos não são prejudiciais quando são adotadas faixas de aceleração e desaceleração junto aos laços e o número de giros à esquerda é reduzido. Quando a soma do tráfego de dois laços sucessivos se aproxima de 1.000 vph a interferência cresce rapidamente, reduzindo a velocidade do tráfego direto. Os comprimentos de entrecruzamento devem ser verificados de acordo com a metodologia do HCM ou outra metodologia confiável.

Quando o volume das manobras de entrecruzamento ultrapassar 1.000 vph deve ser projetada uma via coletora-distribuidora para receber esses movimentos e aliviar a via de tráfego direto. Um laço normalmente opera com uma faixa única de tráfego, tendo sua capacidade limitada de 800 a 1.200 vph, com o limite superior aplicável apenas no caso de ausência de caminhões e velocidade diretriz do laço igual ou superior a 50 km/h. Eventualmente pode-se projetar laços para funcionar efetivamente com duas faixas de tráfego, mas os custos acrescidos pelo alargamento das vias e aumento da distância entre os terminais tornam essa solução geralmente antieconômica.

b) Trevo Parcial

Na Figura 155 são apresentadas algumas disposições de laços em trevos parciais. Devem ser dispostos de maneira que as manobras de saída e entrada interfiram ao mínimo com o fluxo da rodovia principal.

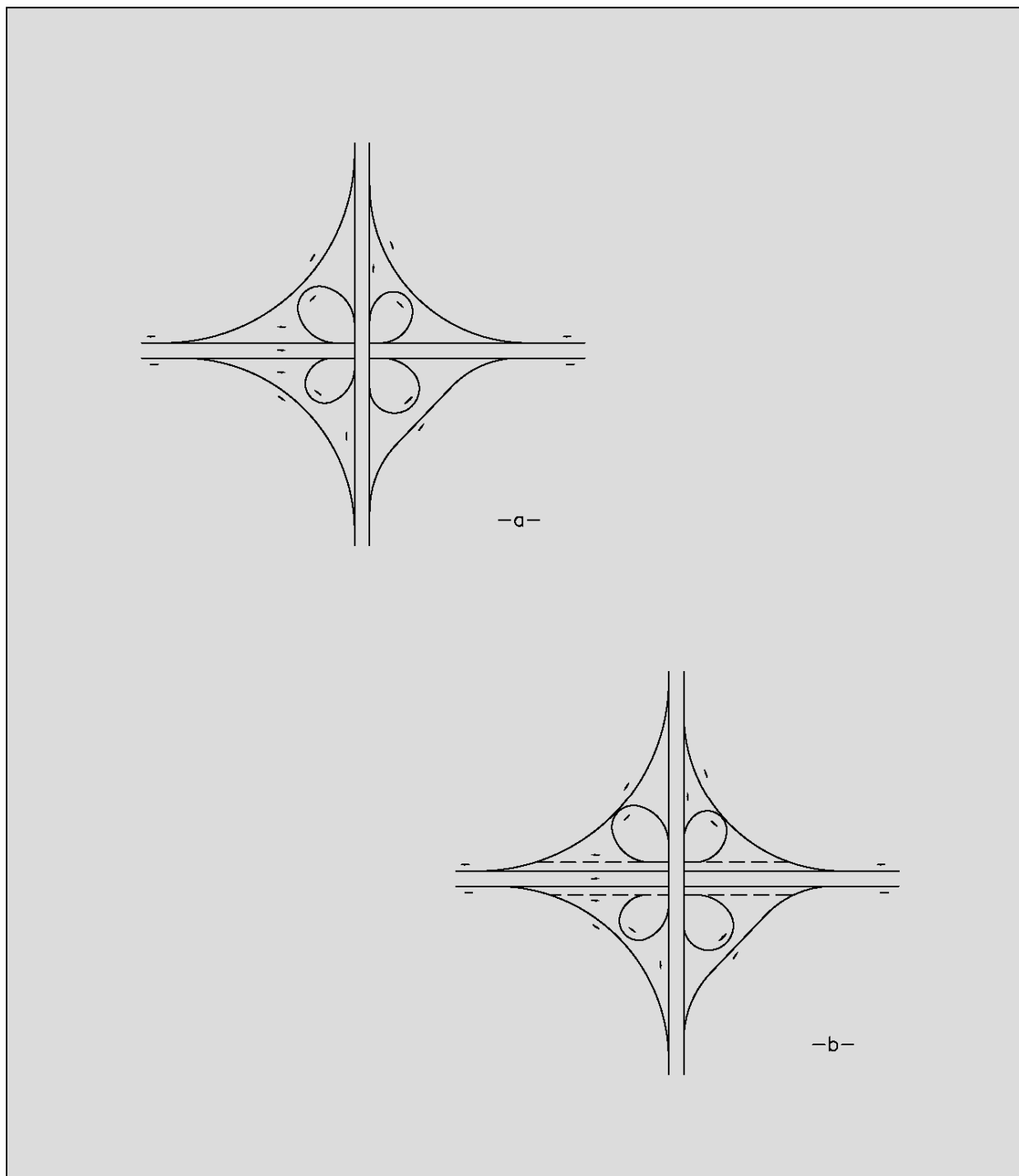



Figura 154 – Tipos de trevo completo

Qualquer escolha entre a solução da Figura 155A e suas alternativas (ramos nos outros pares de quadrantes B. C, D) dependerá dos movimentos predominantes ou da disponibilidade de faixa de domínio. Quando os ramos nos dois quadrantes são adjacentes e do mesmo lado da rodovia principal (Figuras 155B e 155D) quatro giros à esquerda atravessam correntes de tráfego da via principal. Este tipo de solução é o menos desejável entre as seis configurações desenvolvidas em dois quadrantes, devendo ser evitado.

As Figuras 155E e 155F mostram as variações básicas de trevo parcial de dois quadrantes. Este tipo de interconexão possui sobre o trevo completo a vantagem de eliminar o entrecruzamento nas duas vias, mas por outro lado, introduz duas interseções em nível similares àquelas das interconexões diamantes. Essas interseções poderão ser controladas apenas por sinal de parada ou mediante sinalização luminosa. Os laços, no trevo *E*, são localizados aquém da passagem superior e no trevo *F*, além dela. Essas interconexões adaptam-se bem aos cruzamentos com rodovias secundárias e nesses locais alguns projetistas preferem o trevo *F*, porque são direcionais os principais movimentos desenvolvidos pelos veículos na rodovia secundária (isto é, o motorista que deseja virar à esquerda ou à direita desempenha esse movimento de conversão diretamente). Entretanto, o trevo parcial *E* proporciona segurança através de alinhamento mais direto das manobras de saída da via principal em alta velocidade.

Uma variação a mais, ajustada aos locais urbanos, é o trevo parcial de quatro quadrantes, que é visto na Figura 155H. Este tipo de interconexão tem uma ligação direta em cada quadrante e pode incorporar características de saída e entrada desejáveis num projeto moderno. Pode ser usada também com vias marginais contínuas. A figura mostra um projeto com conversões livres à direita, tal como são desejáveis em áreas pouco edificadas ou suburbanas. A principal vantagem desse tipo de interconexão é a eliminação de giros à esquerda a partir da via transversal, os quais se realizam de forma continua sobre o laço. Os únicos giros à esquerda que ocorrem em nível são as provenientes dos ramos e com destino à via transversal. Esse tipo pode, assim, conter altos volumes de conversão à esquerda fora da via transversal e, por essa razão, tem sido advogado como a interseção apropriada quando o diamante convencional possui capacidade insuficiente e o diamante desdobrado não é possível. Entretanto, um diamante corretamente sinalizado possui capacidade próxima à do trevo parcial de quatro quadrantes, podendo desempenhar o mesmo trabalho em faixa mais estreita e com menor área pavimentada.

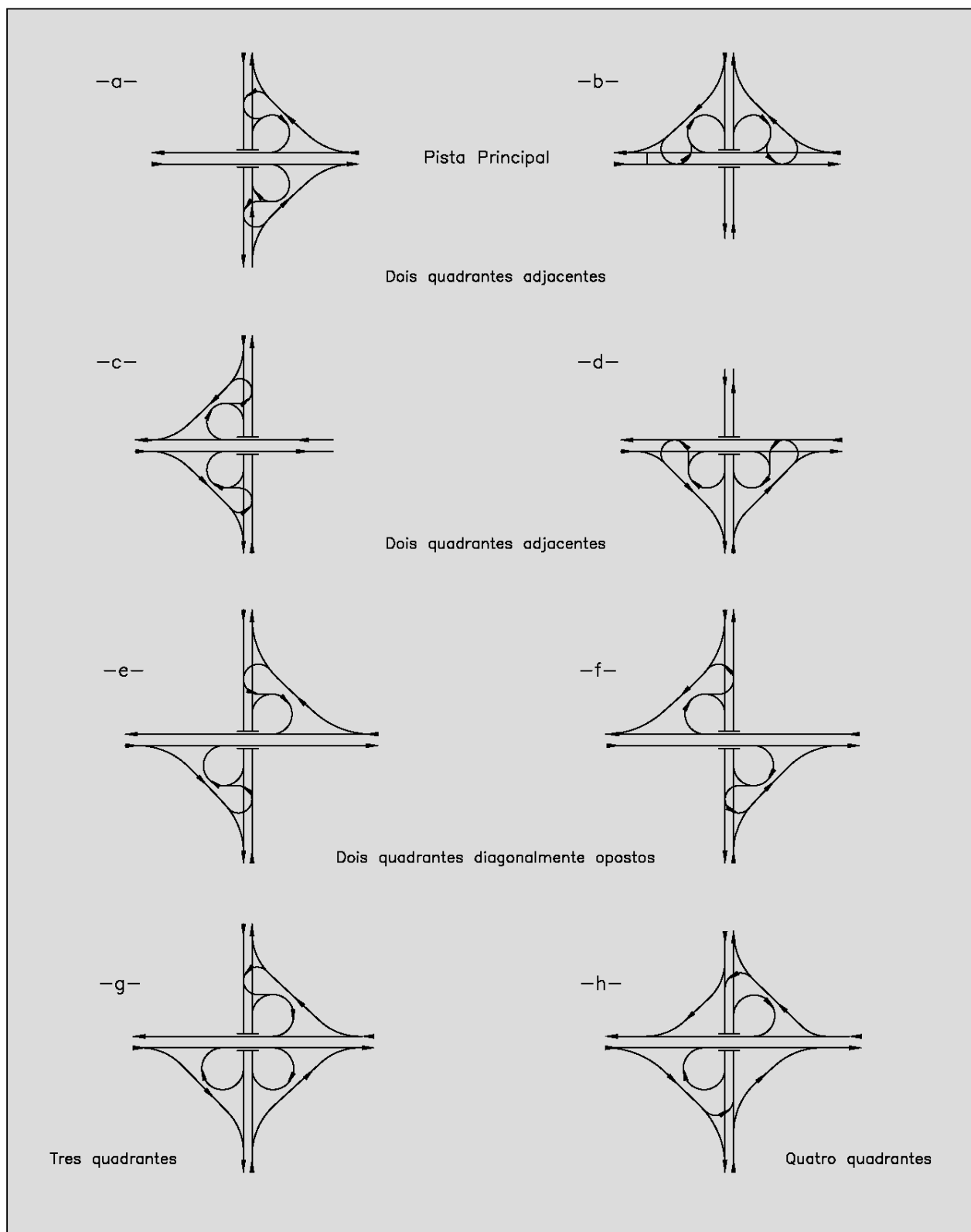



Figura 155 – Tipos de trevo parcial

9.3.6 Direcional e Semidirecional

As interconexões que utilizam ramos direcionais ou semidirecionais para um ou mais movimentos de conversão são chamadas direcionais e semidirecionais respectivamente. Aquelas que possuem todos os movimentos de conversão acomodados em ramos direcionais, são referidas como interconexões inteiramente direcionais. Nos pontos de alta concentração de tráfego, tais como nas conexões entre vias expressas, são normalmente justificadas.

Há configurações para interconexões direcionais que usam combinações de ramos direcional, semidirecional e em laço. As configurações mais comuns usam menos espaço, têm poucas estruturas ou estruturas mais simples, minimizam manobras de entrecruzamento e atendem as condições mais frequentes do terreno e do tráfego. Alguns tipos básicos de interconexões direcionais e semidirecionais são apresentados esquematicamente nas Figuras 156 e 157.

O projeto dessas interconexões torna-se mais complexo quando inclui ligações com vias urbanas locais. Freqüentemente o projetista inicia os estudos com um trevo completo como esquema básico. Com a substituição dos laços (de capacidade limitada) por ramos direcionais e/ou semidirecionais, chega-se ao esquema que melhor se ajuste aos padrões e volumes de tráfego. Eliminam-se os trechos de entrecruzamento e os laços pelo uso adequado de vias coletoras-distribuidoras, por melhor arranjo de ramos e pela inclusão de estruturas de separação de greide dos movimentos. As decisões a tomar no projeto são frequentemente de caráter subjetivo, uma vez que pode surgir mais de uma solução satisfatória, principalmente no que se refere ao número, localização e dimensões dos ramos de saída e entrada.

a) Saída Simples ou Dupla

Quando em uma interconexão direcional os veículos abandonam a rodovia por um único ramo, separando-se posteriormente em uma bifurcação deste ramo para efetuar as conversões à esquerda e à direita, tem-se uma saída simples. Quando os veículos abandonam a rodovia em pontos distintos para efetuar as conversões à direita ou à esquerda, tem-se uma saída dupla.

Muitos projetistas preferem a saída simples, que exige do motorista a identificação de um único local de saída. Outros preferem o projeto em saída dupla, devido às suas características direcionais, onde o motorista já sai da rodovia no sentido desejado. A saída dupla exige sinalização mais cuidadosa, uma vez que deve indicar sem nenhuma dúvida a saída correta.

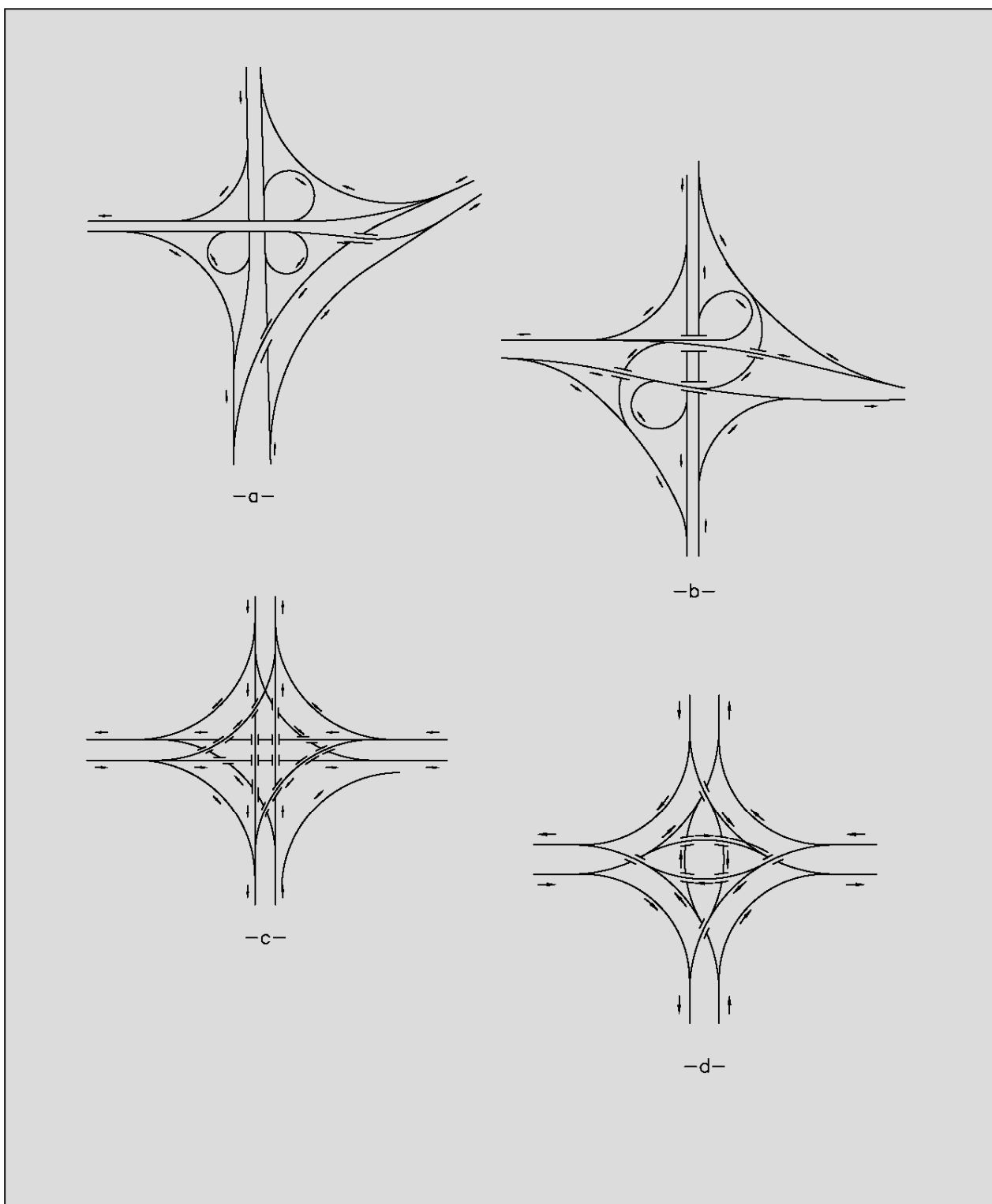



Figura 156 – Tipos de interconexões direcionais

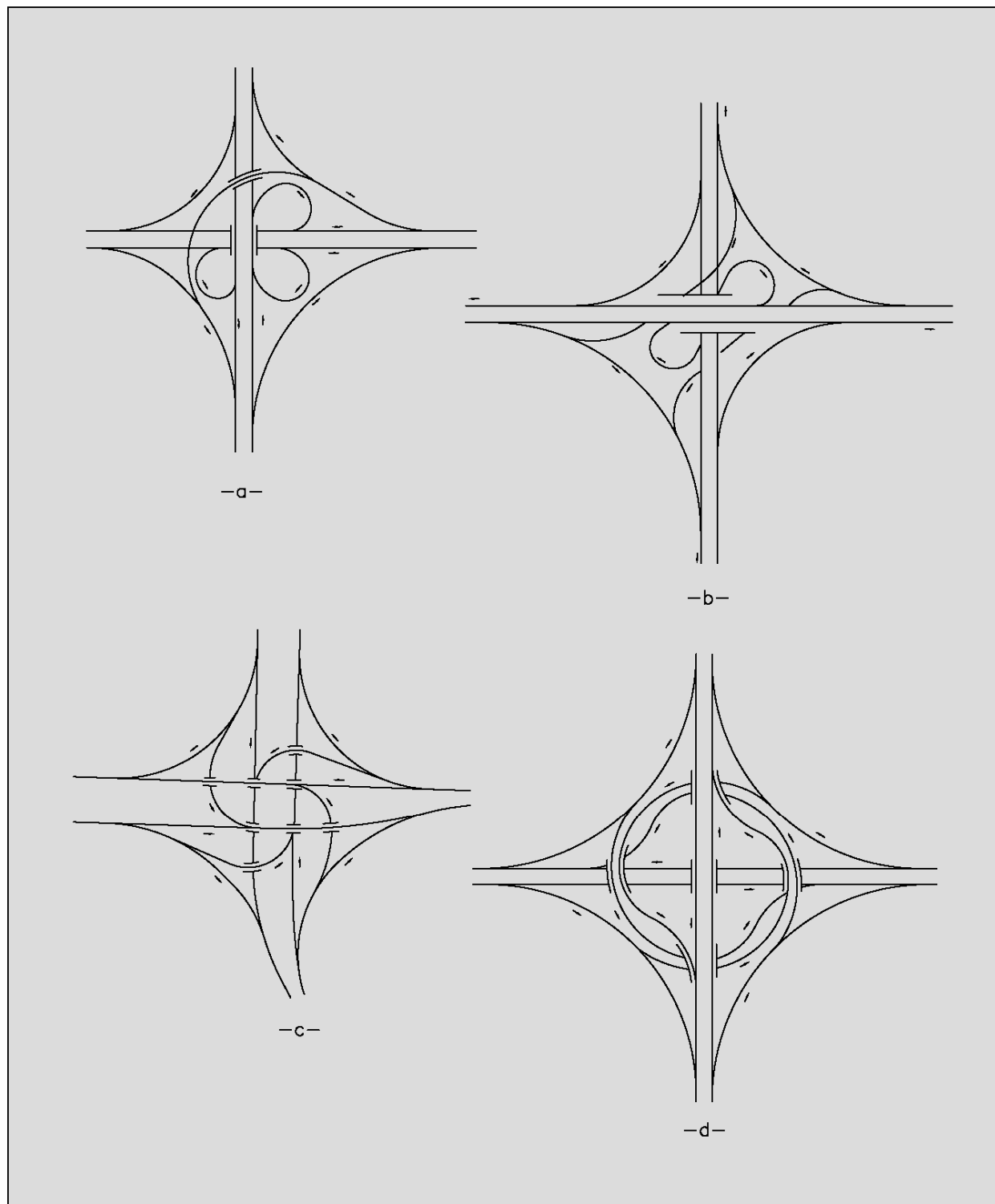



Figura 157 – Tipos de interconexões semidirecionais

As Figuras 156 C e 156D mostram esquemas de interseções com *saídas duplas*, e as Figuras 157C e 157D apresentam esquemas de interseções dotadas de *saídas simples*.

b) Ramos Direcionais com Saídas à Esquerda

O uso de ramos direcionais com saídas à esquerda exige, normalmente, um maior número de estruturas. Este tipo de projeto geralmente requer amplo espaçamento entre as pistas diretas e acarreta diminuição da velocidade dos veículos que convertem à esquerda, justamente na faixa de alta velocidade. O efeito da diminuição de velocidade pode ser atenuado pela inclusão de faixa de desaceleração no canteiro central, com geometria adequada. Apesar de todos os cuidados as saídas à esquerda podem provocar problemas operacionais na interseção.

Para aplicação prática recomenda-se que acima de 1.800 veículos/hora nos volumes de entrada ou de saída dos ramos já se adote duas faixas de tráfego (ver Tabela 11 - Capacidade aproximada dos ramos).

O item 9.4.9 apresenta outras observações sobre o mesmo tema, com maior detalhamento.

9.3.7 Giratório

As interconexões giratórias (Figura 158) geralmente são adotadas quando existem cinco ou mais ramos e os movimentos de entrecruzamento são toleráveis. Com o uso de ramos do tipo "*asa de bule*", os maiores volumes de giro em grande parte podem ser separados dos movimentos locais e são minimizados os conflitos de entrecruzamento, conseguindo-se maior capacidade (Figura 158C).

Essas interseções não são adequadas quando altas velocidades precisam ser mantidas nas rodovias que se cruzam.

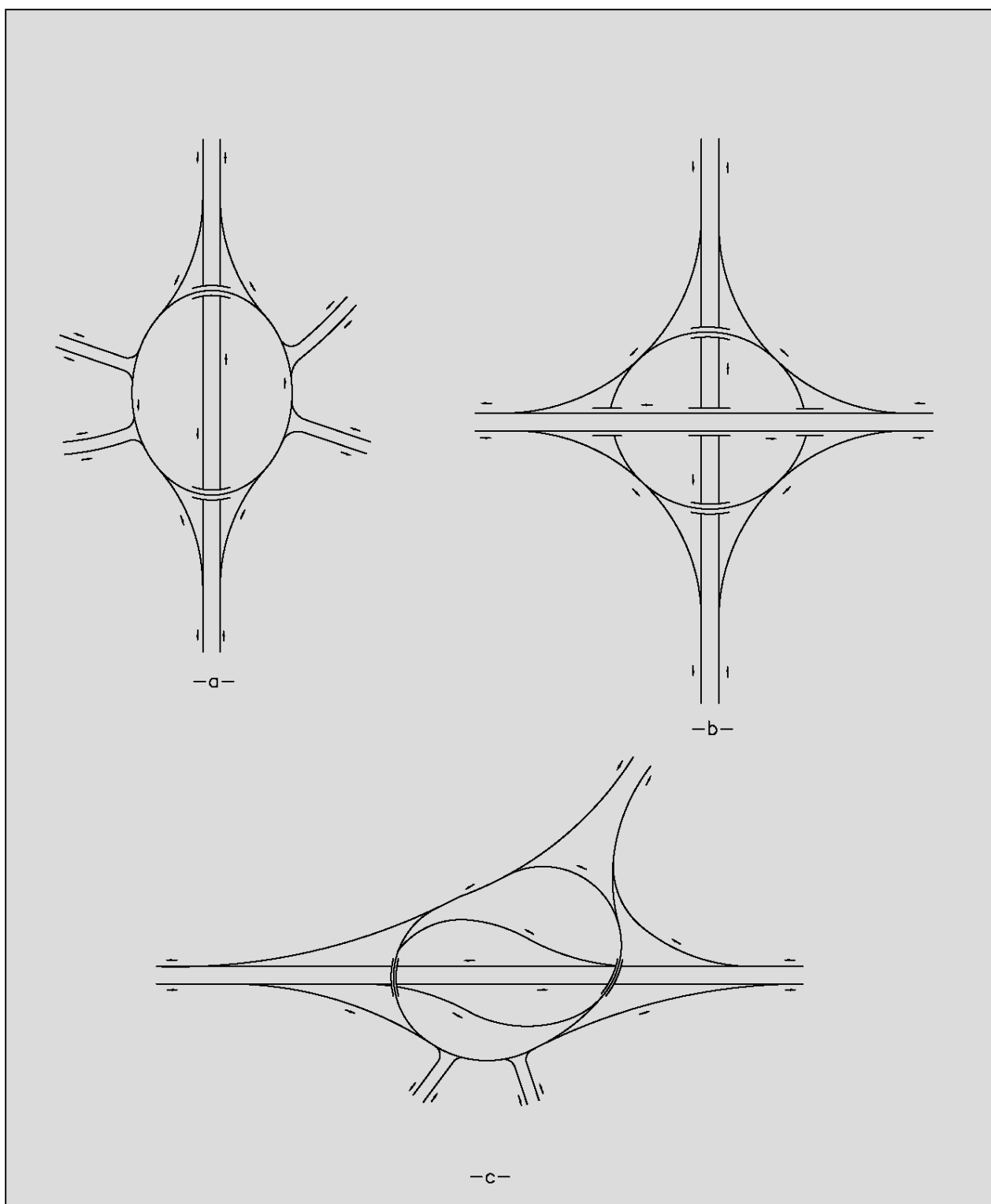



Figura 158 – Tipos de giratórios

9.4 CONTROLES GERAIS DE PROJETO

9.4.1 Espaçamento entre Interconexões

O espaçamento entre interconexões tem efeito pronunciado sobre a operação das rodovias. Em áreas de desenvolvimento urbano concentrado, geralmente é difícil conseguir o espaçamento apropriado, porque o tráfego exige acessos freqüentes. O espaçamento mínimo entre interconexões com vias arteriais é determinado pelos volumes de entrecruzamento, possibilidades de sinalização, progressão dos semáforos e extensão requerida pelas faixas de mudança de velocidade. Uma regra geral para o espaçamento mínimo é de 1,5 km em áreas urbanas e 3,0 km em áreas rurais. Nas área urbanas um espaçamento de menos de 1,5 km pode ser desenvolvido por ramos em desnível ou pelo acréscimo de vias coletoras-distribuidoras.

9.4.2 Uniformidade de Soluções

Quando se projeta uma série de interconexões, deve-se dar atenção ao seu conjunto, tanto quanto a cada uma delas separadamente. Uniformidade de soluções e continuidade de rotas são conceitos interrelacionados, e ambos podem ser atingidos em condições ideais.

Considerando a necessidade de alta capacidade, nível adequado de serviço e máxima segurança em conjunto com a operação da rodovia, é conveniente adotar padrões uniformes nas saídas e entradas. Pelo fato das interconexões serem muito próximas nas áreas urbanas há pouco espaço disponível para orientar os motoristas sobre os caminhos a seguir ao sair de uma rodovia. Saídas diferentes de interconexões sucessivas, ora pela direita, ora pela esquerda, ora antes, ora depois da estrutura, como indicado na Figura 159A, criam dúvidas e confusão, resultando em morosidade nas faixas de alta velocidade e em manobras inesperadas. A surpresa eventual de mudanças de faixa para saídas pela esquerda em faixas de alta velocidade torna essa configuração pouco recomendável. Exceto em casos especiais, todos os ramos de entrada e saída das interconexões devem estar à direita da pista da rodovia. Tanto quanto possível as interconexões devem ter uniformidade de solução e mesma aparência geral, como mostra a Figura 159B.

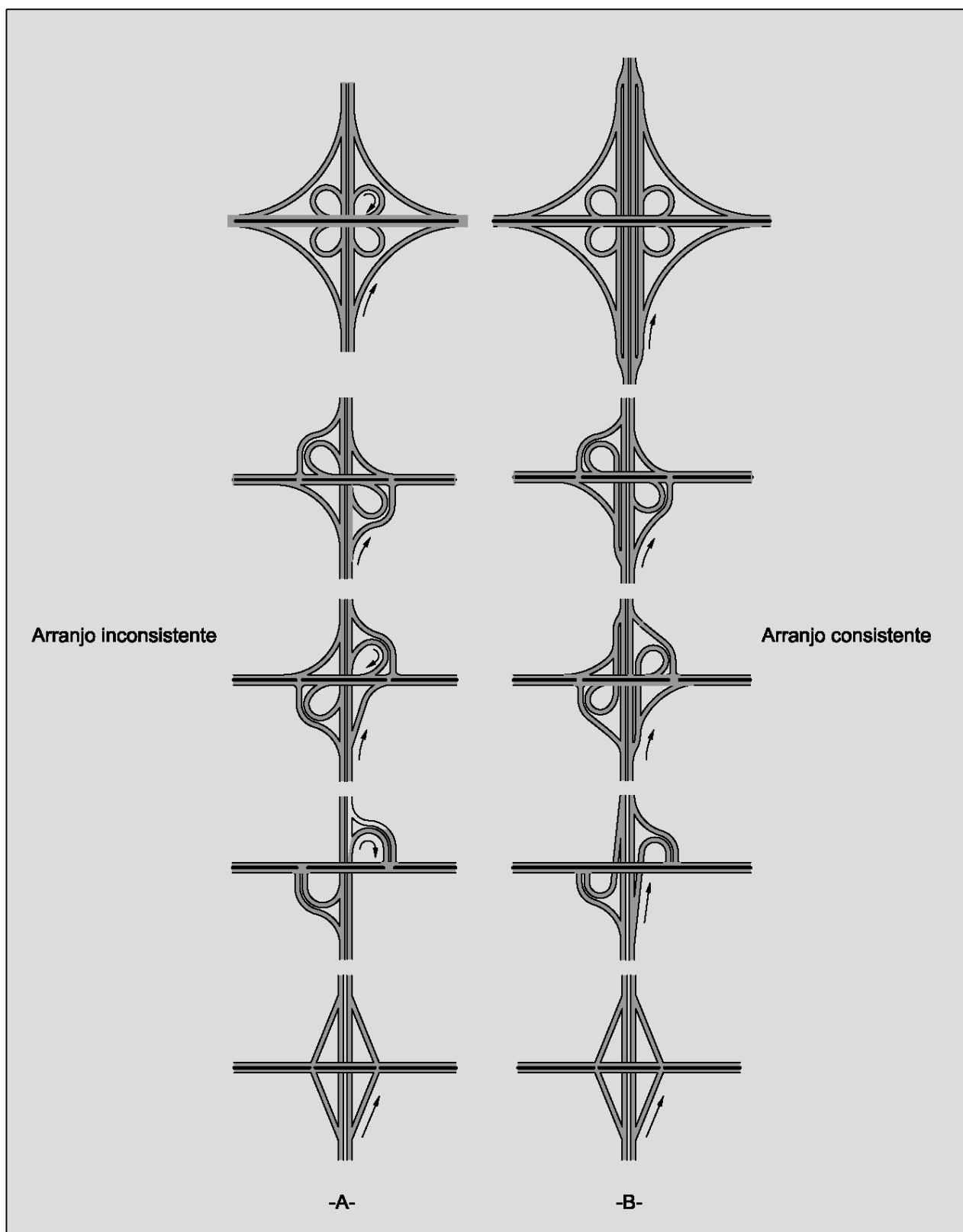



Figura 159 – Arranjos de saídas entre interconexões sucessivas

9.4.3 Trechos Coincidentes de Rodovias

Em algumas situações duas ou mais rodovias podem apresentar trechos coincidentes. Nas áreas rurais, adequada sinalização e cuidados na caraterização da continuidade das rotas são geralmente suficientes para evitar problemas operacionais. Nas áreas urbanas, a complexidade cresce com os movimentos de entrecruzamento e com as maiores necessidades de capacidade e de balanceamento de fluxos. Neste caso, especialmente em trechos curtos, deve-se evitar essa superposição.

A provisão de continuidade das rodovias é essencial. Normalmente a classificação funcional permite identificar a prioridade nos trechos coincidentes. Quando têm a mesma classificação, deve-se adotar o maior Volume Médio Diário de Tráfego (VMD) como base para a preferência.

Quando os trechos coincidentes são curtos, deve-se dar especial atenção aos problemas de entrecruzamento. Se uma rodovia arterial coincide com uma outra de menor importância, a rodovia secundária deve ser projetada de modo a funcionar como coletora-distribuidora, absorvendo os problemas de entrecruzamento (Figura 160).

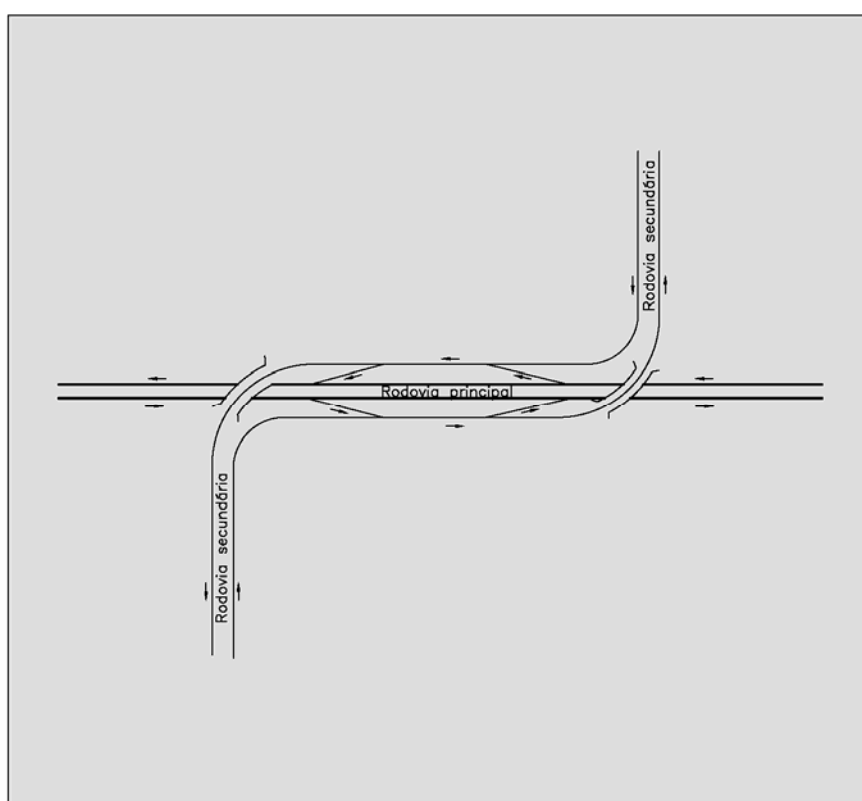



Figura 160 – Rodovia secundária funcionando como coletora-distribuidora da rodovia principal

9.4.4 Continuidade de Rotas

A continuidade de uma rota é caracterizada pela clareza na indicação das faixas a seguir e manobras a efetuar durante todo o seu percurso. Essa continuidade se obtém com uniformidade operacional, principalmente através da manutenção de um número básico de faixas e balanceamento adequado de suas variações.

A manutenção da continuidade das rotas resulta em:

- maior tranqüilidade na condução dos veículos;
- redução das mudanças de faixa;
- redução das necessidades de mensagens de orientação direcional;
- identificação clara da rota a seguir;
- simplificação da sinalização.

No processo de obter continuidade, principalmente nas áreas urbanas, as interconexões devem priorizar o tráfego direto. Quando o fluxo de maior volume não for o direto, cuidados devem ser tomados no projeto, de modo a prover curvas suaves e faixas auxiliares, para que se tenha condições operacionais equivalentes ao do tráfego direto.

O motorista da corrente principal não deve ter necessidade de estar mudando de faixa para continuar na rota desejada. Isto é particularmente relevante para o usuário não familiarizado com o local. Ressalte-se que é importante a manutenção de critério uniforme para entrada e saída de fluxos na rodovia. Preferivelmente, entrada e saída da rota principal serão sempre executadas pela direita. Desta forma, o fluxo da rota principal será sempre o da esquerda.

A Figura 161 ilustra o conceito de continuidade de rotas. Na figura 161A a continuidade da *Rodovia 15* é caracterizada pelo fato de que seus fluxos seguem sempre à esquerda dos fluxos que entram e saem da rodovia. Na figura 161B não há continuidade adequada para a *Rodovia 15*. Há fluxo entrando e saindo, ora pela esquerda, ora pela direita.

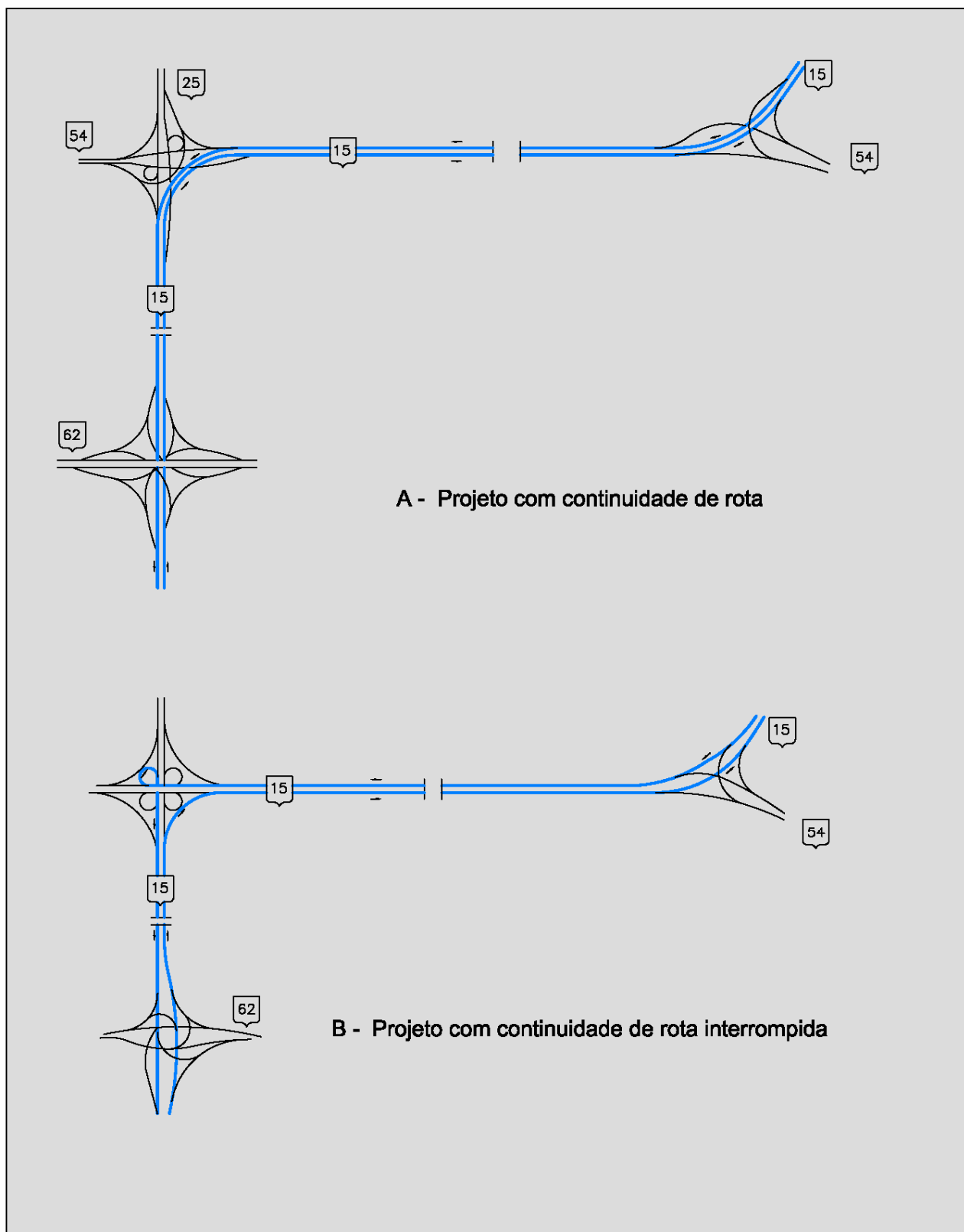



Figura 161 – Exemplos de obediência e desobediência ao princípio de continuidade de rotas

9.4.5 Número Básico de Faixas

Qualquer rodovia deve guardar consistência no número de faixas em seu percurso. Assim, o número básico de faixas é definido como o número mínimo de faixas suficiente para atender o seu tráfego de um modo geral. Essas faixas são mantidas durante uma extensão significativa da via, independentemente de mudanças locais de volume de tráfego. Deste modo, o número básico de faixas é constante em uma rodovia, excluídas faixas auxiliares, eventualmente utilizadas para atender acréscimos locais de tráfego. Volumes abaixo do nível geral em trechos curtos ficarão com alguma capacidade de reserva.

Será necessário aumentar o número básico de faixas quando houver um crescimento de tráfego que justifique a introdução de uma faixa extra, para atender o acréscimo de volume numa extensão substancial da rodovia.

O número básico de faixas poderá ser reduzido quando o tráfego sofrer uma diminuição efetiva de volume na rodovia como um todo.

9.4.6 Balanceamento de Faixas

Para operação eficiente através de uma interconexão e além dela, é necessário que haja um balanceamento entre os números de faixas de tráfego da rodovia e dos ramos de acesso. A análise de capacidade determina o número básico de faixas na rodovia e o número mínimo de faixas nos ramos. O número básico de faixas deve ser estabelecido para trechos longos da rodovia, e não deve ser mudado entre interconexões sucessivas simplesmente porque há volumes consideráveis de tráfego entrando e saindo. Deve ser mantida a continuidade das faixas básicas e, quando necessário, as variações de demanda do tráfego devem ser atendidas através de faixas auxiliares.

Após a determinação do número básico de faixas para cada via, o balanceamento do número de faixas deverá ser verificado de acordo com os seguintes princípios:

- Nas entradas, o número de faixas após a fusão de duas correntes de tráfego não deve ser menor que a soma de todas as faixas de tráfego nas vias que se juntam, menos uma.

- Nas saídas, o número de faixas na rodovia antes da separação das correntes de tráfego deve igual à soma do número de faixas da rodovia após a saída, mais o número de faixas do ramo de saída, menos um. Exceção a este princípio ocorre entre os laços de entrada

e de saída dos trevos, em que se pode ter o mesmo número de faixas de tráfego antes do laço de saída e após esse laço, e entre interconexões com espaçamento muito curto (distância entre o terminal de entrada e saída inferior a 450 m) em que é adotada uma faixa auxiliar contínua entre os terminais, mantendo-se também o mesmo número de faixas antes e após o terminal de saída.

- A pista da rodovia só poderá sofrer redução de uma faixa de tráfego de cada vez.

A aplicação dos princípios de equilíbrio de faixas é ilustrada na Figura 161. Esses princípios, porém, parecem conflitar com o conceito de continuidade no número básico de faixas, como indicado na Figura 163, que mostra três configurações diferentes, em que uma pista de quatro faixas de mesmo sentido tem uma saída de duas faixas seguida de uma entrada de duas faixas.

Na Figura 163A o equilíbrio de faixas é mantido, mas o número básico de faixas não é obedecido. Este padrão pode causar confusão e operação instável na corrente do tráfego da via principal. Mesmo que os volumes de tráfego sejam reduzidos na interconexão, não há garantia de que esse padrão prevaleça. Concentrações demasiadamente grandes de correntes de tráfego podem ser causadas por eventos especiais ou por fechamento ou redução de capacidade de outras vias paralelas, devido a acidentes ou operações de manutenção. Nessas circunstâncias, quaisquer faixas que possam ter sido eliminadas numa via entre interconexões (com base nos requisitos de capacidade e equilíbrio de faixas) certamente produzirão engarrafamentos.

A configuração mostrada na Figura 163B proporciona continuidade no número básico de faixas mas não respeita o princípio do equilíbrio de faixas. Com essa configuração, os grandes volumes de tráfego entrando ou saindo, que exigem duas faixas, teriam dificuldade para sair ou entrar na corrente do fluxo principal.

A Figura 163C ilustra a configuração em que os conceitos de equilíbrio de faixas e seu número básico são harmonizados através da alteração do número básico de faixas, isto é, acrescentando ou removendo faixas auxiliares da rodovia. Faixas auxiliares podem ser adicionadas para satisfazer necessidades de capacidade e entrecruzamento entre interconexões, para atender às variações do padrão de tráfego, assim como para simplificar a operação. O princípio de balanceamento de faixas deverá ser sempre aplicado ao usar faixas auxiliares. Dessa forma, o equilíbrio necessário entre a carga de tráfego e a capacidade é garantido, obtendo-se equilíbrio de faixas e a necessária flexibilidade operacional.

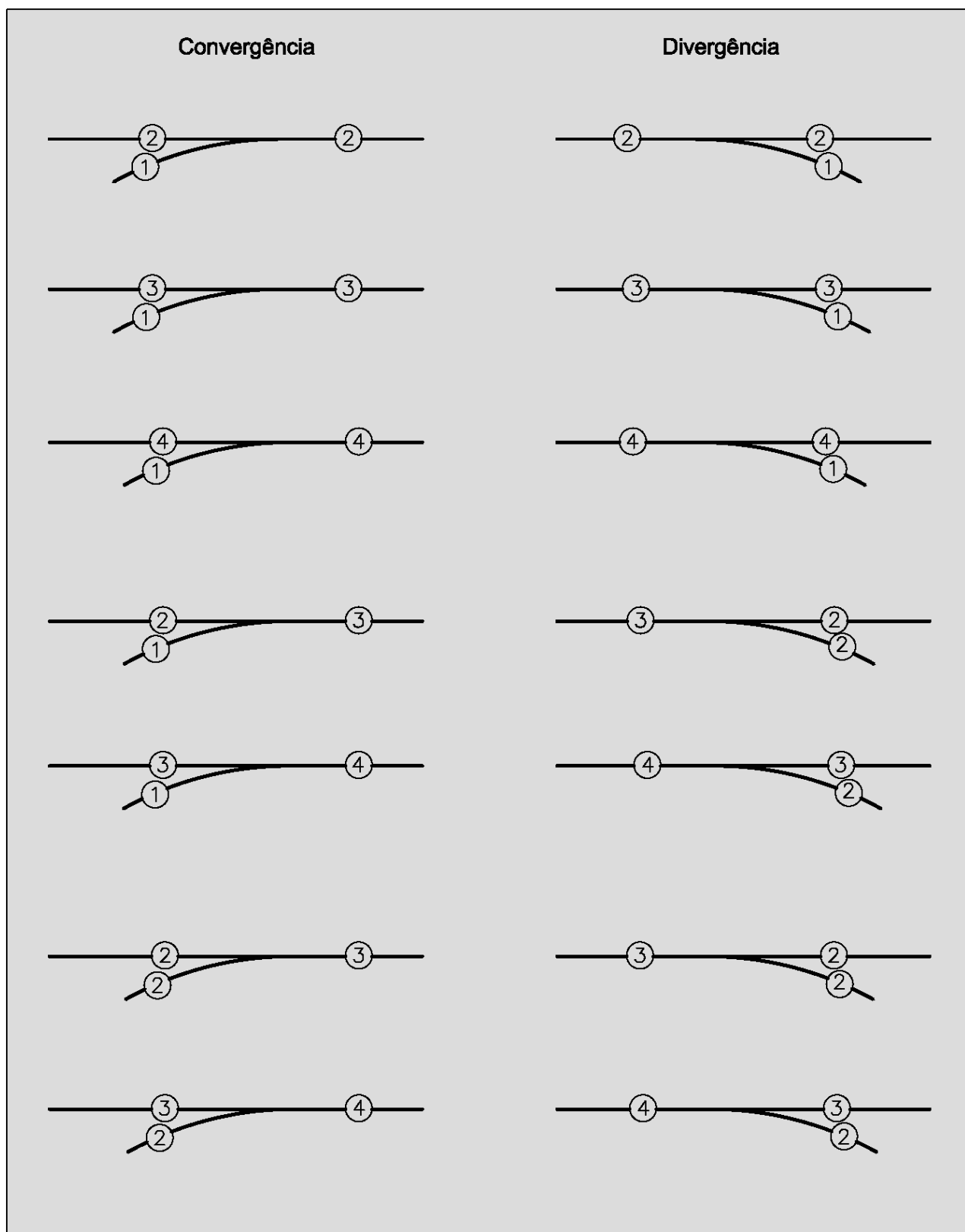



Figura 162 – Exemplos de balanceamento de faixas

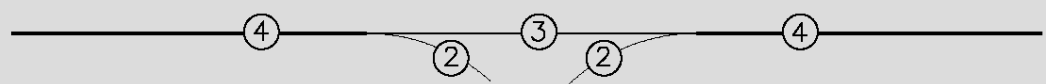
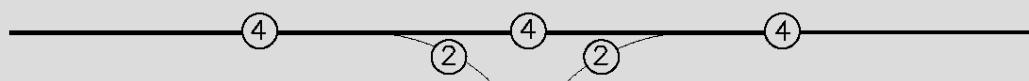
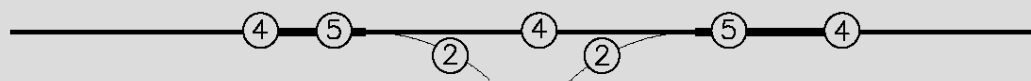



Figura 163 – Coordenação entre balanceamento de faixas e número básico de faixas

9.4.7 Redução de Faixas

A redução de faixas poderá ocorrer quando as estimativas de tráfego indicarem que o volume remanescente na via principal, após uma interconexão, poderá ser acomodado em um número menor de faixas.

Uma redução no número básico de faixas pode ser feita depois de uma interconexão envolvendo uma bifurcação importante, ou num ponto a jusante do entroncamento com outra rodovia. Essa redução pode ser efetuada desde que o volume de saída seja suficientemente grande para mudar o número básico de faixas além desse ponto. Outro caso em que o número básico de faixas pode ser reduzido é quando uma série de saídas (como ocorre em áreas na periferia das cidades) leva a uma queda do volume do tráfego da rodovia em uma extensão considerável.

A redução não deve ser feita tão longe a jusante que os motoristas se acostumem com o número de faixas e se surpreendam com a sua redução. Preferivelmente, a transição da diminuição de faixa deve ser feita em tangente e em nível, antes da aproximação de uma curva vertical convexa. Uma curva vertical côncava também constitui um bom local para eliminar uma faixa, pois proporciona boa visibilidade diurna, podendo, no entanto, exigir iluminação à noite.

De preferência, deve ser eliminada a faixa da direita após um ramo de saída, pois deverá haver menos tráfego nessa faixa (Figura 164). A redução de uma faixa do lado direito é vantajosa, pois geralmente as velocidades são mais baixas e a manobra de entrada pela direita é mais familiar para a maioria dos motoristas, sendo similar à incorporação num ramo de entrada. A redução de faixas do lado esquerdo pode não funcionar tão bem, devido às velocidades geralmente mais elevadas e à menor familiaridade com entradas pela esquerda.

A eliminação da faixa deve ser feita reduzindo sua largura progressivamente, de forma semelhante às faixas de mudança de velocidade. A taxa de redução de largura deve ser menor que as adotadas nos *tapers*, resultando em maiores comprimentos de transição de largura, a fim de proporcionar um fator de segurança adicional. Recomenda-se adotar uma relação mínima de 50:1 entre o comprimento do *taper* e sua largura máxima, sendo desejável a relação 70:1.

No terminal de saída em que uma faixa é eliminada, a plena largura da faixa deve ser mantida ao menos até o nariz (faixa de recuperação), sendo então complementada com um *taper* com dimensão adequada. Isto proporciona uma área de retorno à pista para os motoristas que ainda permanecem na faixa em processo de eliminação. Desejavelmente, a faixa de recuperação deve prosseguir além do nariz até atingir a extensão pelo menos de 450 m, recomendadndo a AASHTO valores maiores, da ordem de 750 m.

Se uma faixa básica ou auxiliar tiver que ser excluída entre duas interconexões, isso deverá ser executado a uma distância de 600 a 900 m da interconexão anterior, a fim de permitir sinalização adequada.

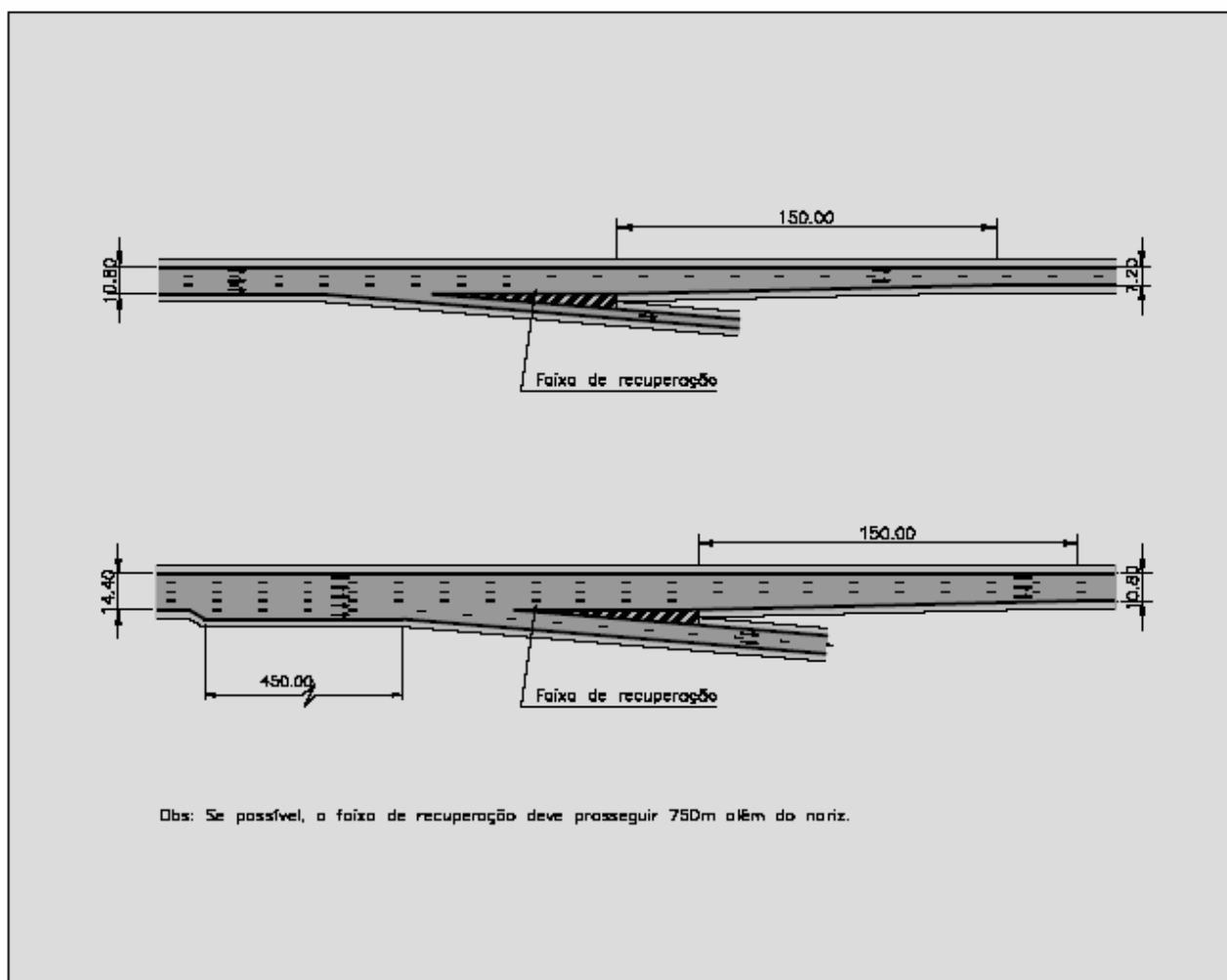



Figura 164 – Redução típica de faixas nos ramos de saída

Caso haja eliminação de faixa auxiliar dentro de uma interconexão, ela poderá ser feita através de um ramo de saída de duas faixas, conforme mostra a Figura 165A. Quando não se justificar a adoção de duas faixas no ramo de saída, há necessidade de incluir uma área de recuperação, como indicado na Figura 165B. Para trechos com faixa auxiliar entre laços de um trevo completo pode ser feita a redução utilisando um ramo de saida faixa única, conforme Figura165C. Quando a faixa auxiliar se desenvolve através de uma ou mais interconexões, a eliminação pode ser feita após a última interconexão com incorporação à rodovia principal em uma extensão da ordem de 750 m (Figura 165D).

Sempre que uma transição para um número menor de faixas fôr introduzida, sinalização apropriada e marcação no pavimento serão essenciais para operações de tráfego seguras.

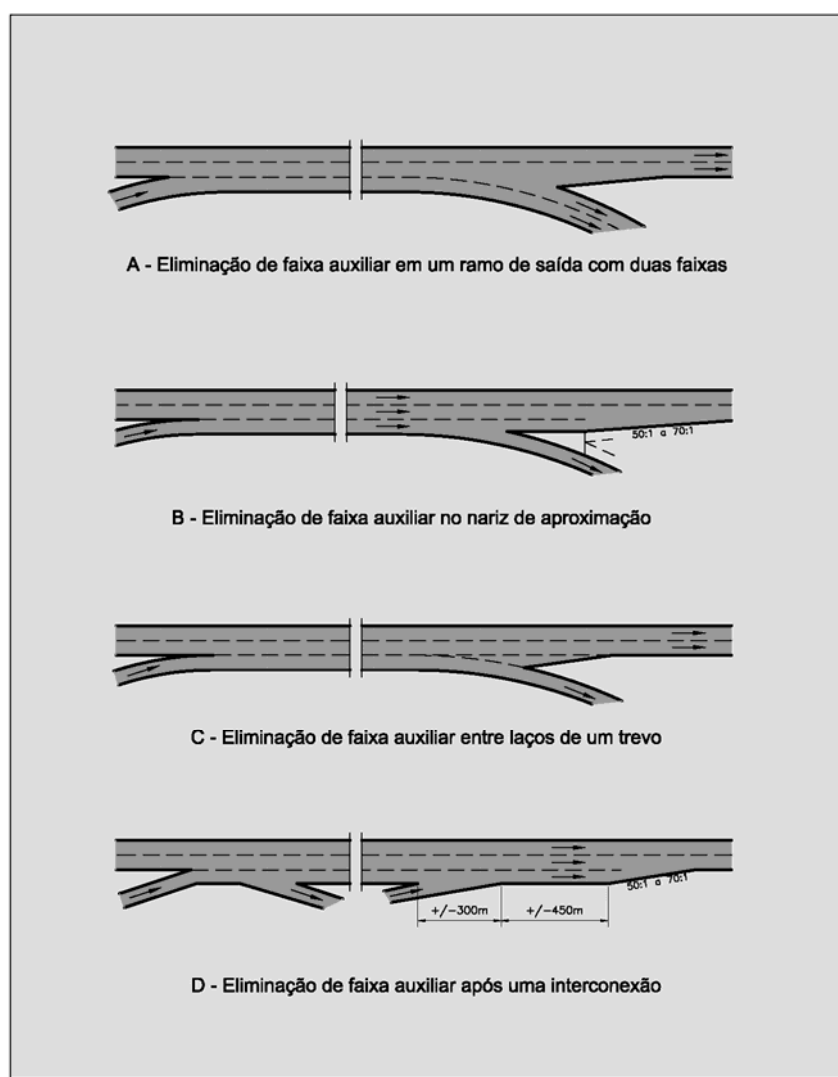



Figura 165 – Métodos alternativos de eliminação de faixas auxiliares

9.4.8 Trechos de Entrecruzamento

Trechos de entrecruzamento podem ocorrer dentro de interconexões entre ramos de entrada seguidos por ramos de saída (Figura 166), e em segmentos de superposição de rodovias. Como ocorre considerável turbulência nos trechos de entrecruzamento, é desejável adotar projetos de interconexões que não os incluam ou que os incorporem em vias coletoras-distribuidoras, retirando-os da via principal.

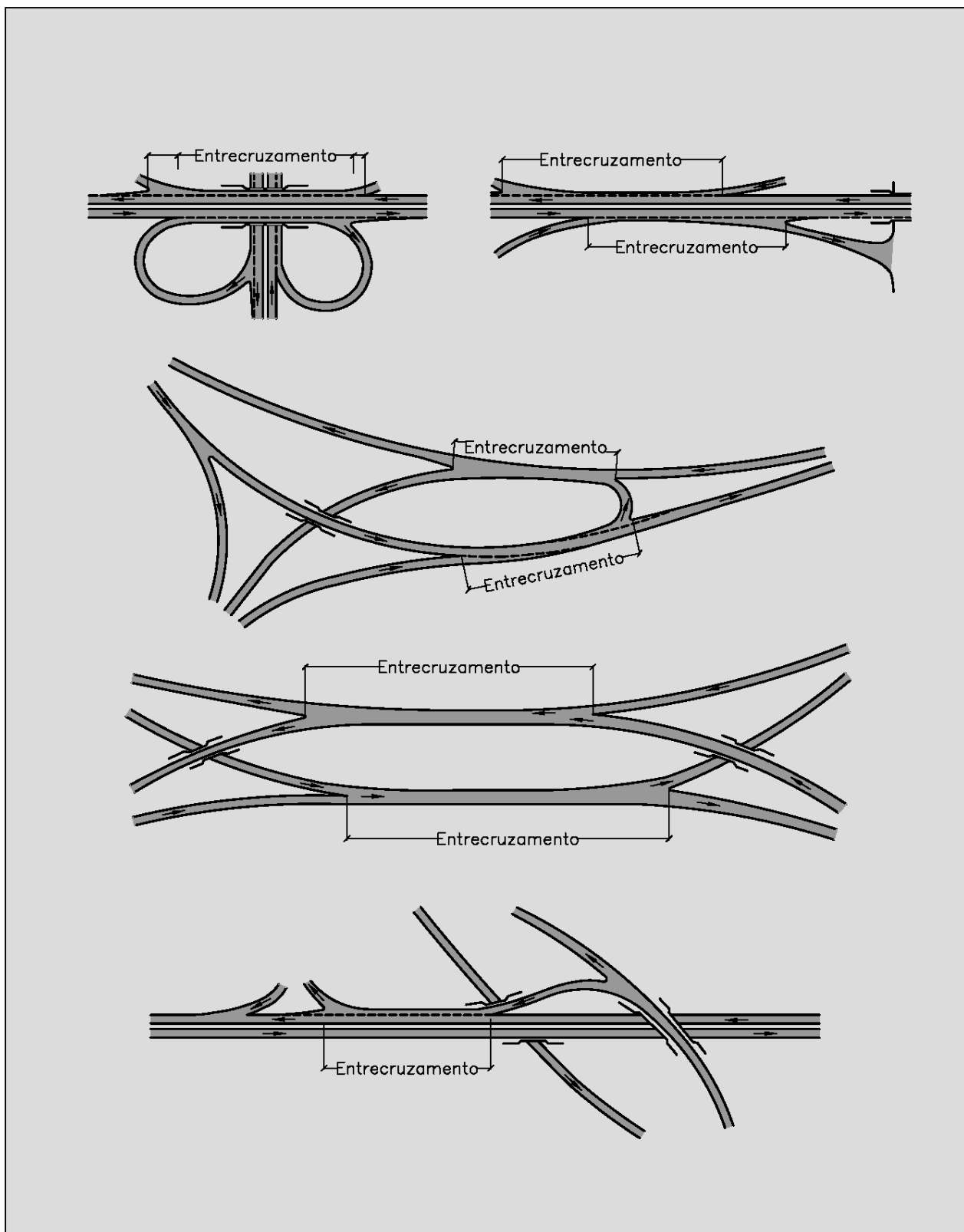



Figura 166 – Trechos de entrecruzamentos

Interconexões que provêm todos os movimentos de saída antes de qualquer movimento de entrada não apresentarão manobras de entrecruzamento, mas em geral, são mais onerosas. Projetos sem manobras de entrecruzamento podem exigir um número maior de obras estruturais ou estruturas maiores e mais complexas, com algumas conexões diretas. Uma avaliação conjunta do custo total e dos volumes específicos a administrar é necessária para chegar a uma opção correta entre as alternativas de projeto.

O projeto em trevo parcial com "*loops*" (alças) em quadrantes opostos elimina os trechos de entrecruzamento, não requer conexões diretas ou estruturas extras e geralmente funciona melhor que os outros tipos. Caso se adote a solução de trevo completo, deve-se verificar a conveniência de incluir vias coletoras-distribuidoras na via principal.

A capacidade dos trechos de entrecruzamento poderá sofrer restrições severas, a menos que sejam previstos equilíbrio de faixas, largura e extensão adequados. Conforme já observado, o HCM (*Highway Capacity Manual*) apresenta metodologia detalhada para o cálculo de capacidade de trechos de entrecruzamento.

9.4.9 Saídas Simples e Duplas

As características de saídas simples e duplas nas interconexões direcionais são mostradas na Figura 167. Uma interconexão direcional tem saída simples quando os veículos que passam da *rodovia A* para a *rodovia B* (e vice-versa) usam o mesmo ramal de saída, tanto para as conversões à direita como para as conversões à esquerda. Quando as conversões à direita e à esquerda são feitas por ramais distintos, trata-se de saída dupla.

Um segmento de uma interconexão direcional com duas saídas, uma para a direita e uma para a esquerda, é mostrado na Figura 167A e um com saída simples à direita é ilustrado na Figura 176B.

Nos projetos com saída dupla, uma para cada lado da rodovia, os motoristas giram à esquerda para ir para a esquerda e giram à direita para ir para a direita. Isso aparentemente é vantajoso, porque essas manobras parecem mais naturais. Entretanto, elas só são naturais nas interseções em nível, mas não nas vias de alta velocidade, quando já se tem que começar a manobra de saída antes de ver o cruzamento à frente. Os motoristas estão acostumados a sair pela direita e podem não estar preparados para uma saída à esquerda. A saída dupla normalmente é sujeita a maior número de mudanças de faixa que no outro caso, em que a maioria já trafega pela faixa da

direita. Além disso, aumentam as manobras de entrecruzamento. Esse problema pode ser minimizado proporcionando maior distância entre as duas saídas, geralmente difícel de conseguir.

Com relação às interconexões projetadas com saída simples pode-se dizer que são, geralmente, melhores que as de saída dupla, pelas seguintes razões:

- Removem o entrecruzamento da via principal, transferindo-o para uma via mais lenta.
- Proporcionam uma saída de alta velocidade para todo o tráfego que deixa a via principal.
- Simplificam a sinalização e o processo decisório.
- Satisfazem a expectativa do motorista, colocando a saída antes da obra-de-arte.
- Uniformizam os padrões de saída.
- Oferecem distância de visibilidade adequada para todo o tráfego que abandona a via principal.

As interconexões em diamante oferecem saídas simples e satisfazem a intenção de conseguir entradas únicas e também saídas únicas.

Nos trevos completos, nos trechos de entrecruzamento com mais de 1.000 vph, pode-se melhorar muito a eficiência operacional com a introdução de saídas simples. Com efeito, as faixas auxiliares entre os laços de um trevo completo criam um trecho de entrecruzamento, que provoca manobras de aceleração e desaceleração na faixa de tráfego direto. O acesso por saídas simples a vias coletoras-distribuidoras, transfere o entrecruzamento para essas vias.

Além disso, quando não se dispõe de vias coletoras-distribuidoras a segunda saída do trevo ocorre depois da obra-de-arte, que muitas vezes é o vértice de uma parábola convexa. O motorista que pretende efetuar a manobra de giro nesse laço geralmente vê o terminal de saída a uma distância curta, devido à curvatura excessiva da parábola. Com a saída simples projetada, o motorista abandona a via principal antes ou no início da curva vertical convexa, em condições de visibilidade muito superiores, já que a saída ocorre em aclive.

Em certas configurações de trevo parcial, a saída simples pode ser desenvolvida pelo alongamento do ramo em laço na direção de montante, até o ponto em que ela diverge do movimento de conversão à direita, antes da obra-de-arte. O alongamento do ramo em laço pode ser feito com uma espiral, curva simples, tangente, ou uma combinação desses elementos. Convém ressaltar que algumas configurações de ramos em laço de trevos parciais podem ter uma só saída e ainda assim ser inferiores, por não oferecerem qualquer das vantagens anteriormente discutidas (Figura 155F).

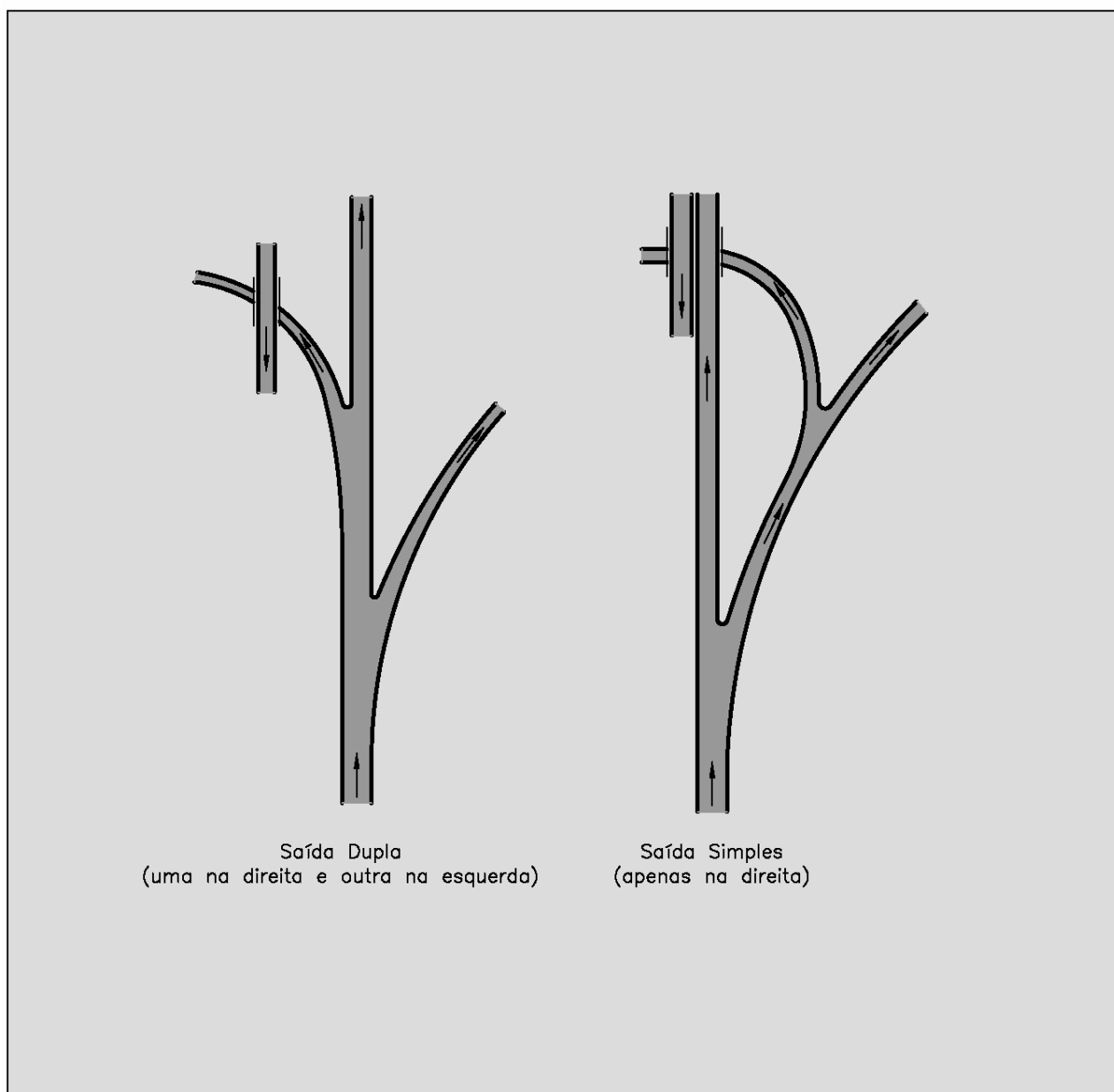



Figura 167 – Características de saídas simples e duplas

Há exemplos em que uma só saída não funciona tão bem quanto duas, como no caso de interconexões direcionais de alto volume e alta velocidade. Geralmente o problema ocorre na bifurcação após a saída simples da rodovia, especialmente quando o volume de tráfego é suficientemente grande para justificar uma saída de duas faixas e a distância do terminal de saída à bifurcação é insuficiente para atender o entrecruzamento e implantar a sinalização apropriada. Freqüentemente ocorre confusão nesse segundo ponto de decisão, ocasionando operação deficiente e alto potencial de acidente. Desta forma, poderá haver vantagem em oferecer duas saídas em algumas interconexões direcionais.

Geralmente a provisão de saídas simples é mais onerosa devido a ramos de maiores extensões, obras-de-arte mais longas e, em alguns casos, estruturas adicionais. Deve ser levada em conta a viabilidade econômica do trevo com vias coletoras-distribuidoras. Quando o volume nos ramos for baixo e não houver previsão de aumento significativo, ou quando o trecho de entrecruzamento de um trevo específico não exceder 1.000 vph, não será economicamente viável a opção por vias coletoras-distribuidoras. Essas condições normalmente são encontradas em áreas rurais ou mesmo em vias expressas de baixo volume.

9.4.10 Distâncias entre Terminais de Ramos Sucessivos

Em vias expressas urbanas é freqüente a ocorrência de dois ou mais terminais de ramais de enlace muito próximos. A fim de proporcionar extensão suficiente para manobra e o espaço requerido pela sinalização, torna-se necessário prover uma distância adequada entre os terminais.

O espaçamento entre terminais sucessivos depende da classificação das interconexões envolvidas, das funções desses terminais (entrada ou saída) e do volume de entrecruzamento, quando for o caso.

As cinco combinações possíveis de pares de terminais são:

- entrada seguida por entrada (EN-EN);
- saída seguida por saída (SA-SA);
- saída seguida por entrada (SA-EN);
- entrada seguida por saída (EN-SA) (entrecruzamento);
- pares de terminais em um ramo de interconexão.

A Figura 168 mostra os valores mínimos recomendados para o espaçamento de terminais, nas várias combinações possíveis, para os diversos tipos de interconexões. O termo "*interconexão de sistema*" é usado para designar uma interconexão que transfere tráfego de via expressa para via expressa e "*interconexão de serviço*" para a que transfere tráfego de uma via do sistema arterial principal para vias de menor importância.

As recomendações são baseadas na experiência operacional e nas necessidades de espaço para implantação da sinalização, considerada uma margem de segurança adequada. Deverão ser comparadas em cada caso com os valores calculados segundo as recomendações do HCM (*Highway Capacity Manual*), sugerindo-se a opção pelo maior dos valores. O HCM apresenta os procedimentos a serem seguidos para determinar o comprimento da seção de entrecruzamento. As distâncias "*L*" indicadas nas figuras são medidas entre pontos de mesma função, não

necessariamente os “narizes físicos”. Para o caso *EN-EN*, uma distância mínima de 90 m é recomendada entre o fim do taper do primeiro ramal de entrada e o nariz do ramo de entrada seguinte.

Quando um ramal de entrada é seguido por um de saída, a distância mínima absoluta entre narizes sucessivos é ditada pelas exigências do entrecruzamento, à exceção dos trechos entre laços sucessivos das interseções em trevo. Para esse caso a distância entre narizes depende principalmente dos raios dos laços e das larguras das pistas e canteiros envolvidos.

Quando a distância entre narizes sucessivos for menor que 450 m, as faixas de mudança de velocidade devem ser conectadas, para proporcionar uma faixa auxiliar, que melhorará a operação do tráfego.

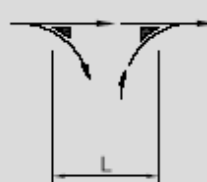
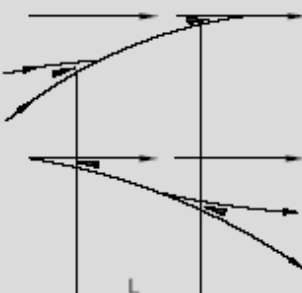
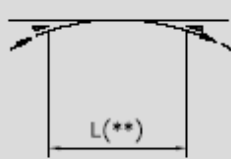
Quando o espaçamento entre as interconexões for maior e o volume de tráfego nos ramos for alto, a necessidade de uma faixa auxiliar entre as interseções deverá ser determinada através do estudo de escoamento de tráfego na rodovia. Este estudo deverá considerar o greide da via, e o volume de caminhões.

EN-EN OU SA-SA		SA-EN		PARES DE TERMINAIS EM RAMOS DE INTERCONEXÃO		EN-SA (entrecruzamento)			
L(*)		L		L		L(**)			
VIA EXPRESSA	RDE OU RCD	VIA EXPRESSA	RDE OU RCD	INTERCONEXÃO DE SISTEMA	INTERCONEXÃO DE SERVIÇO	INTERCONEXÃO DE SISTEMA PARA SERVIÇO		INTERCONEXÃO DE SERVIÇO PARA SERVIÇO	
						EXP.	RDE OU RCD	EXP.	RDE OU RCD
COMPRIMENTO MÍNIMOS PARA TERMINAIS SUCESSIVOS									
300	240	150	120	240	180	600	480	480	300

Figura 168 – Distâncias mínimas recomendadas entre terminais sucessivos (m)

9.5 ELEMENTOS DO PROJETO

9.5.1 Velocidade de Projeto

Idealmente, a velocidade de projeto dos ramos deveria ser igual à das vias que conectam. Entretanto, restrições de traçado em planta e perfil, por motivos topográficos ou de disponibilidade de faixa de domínio, assim como o desejo de frisar ao motorista a mudança de via (muitas vezes acompanhada de alterações no padrão), conduzirão geralmente a que sejam fixadas velocidades de projeto mais baixas para os ramos.

Por outro lado, os motoristas tenderão a manter tão alta quanto possível sua velocidade nos ramos, como forma de evitar a perda de tempo e de fluência, bem como de reduzir os esforços de percepção e reação para desacelerar ou acelerar o veículo ao início ou ao término do ramo. Ademais, a relação entre a velocidade do veículo e a velocidade de segurança do ramo tende a ser tanto mais alta quanto mais sinuoso e menos direto seja o percurso no ramo, estando o motorista, nesses casos, mais disposto a aceitar uma redução no conforto de viagem, como resultado das maiores acelerações centrífugas.

Também o tipo do ramo influi no estabelecimento da velocidade de projeto. Aos ramos de maior categoria devem corresponder velocidades logicamente maiores, coerentes com as características geralmente superiores de projeto. No caso de ramos direcionais, recomenda-se valores de 70 – 80 km/h, com 60 km/h como mínimo. Para ramos semidirecionais, a velocidade normal deve ser de 60 km/h, com 50 km/h como mínimo.

No caso de ramos em alça, uma solução de compromisso entre o desejo de maior velocidade (maiores raios) para compensar o percurso ilógico e aumentos na faixa de domínio, conduz à fixação de uma velocidade diretriz padrão de 40 km/h, conjugada a um raio de 45 metros. Esse par de elementos deveria ser empregado para qualquer alça, posto que geralmente não há dificuldade em vencer a diferença de nível com valores de rampa adequados à velocidade e importância do ramo. Geralmente, só se justifica uma velocidade diretriz maior, quando as caraterísticas das vias que o ramo interconecta e os volumes de tráfego são muito elevados, mas não tiver sido possível adotar, devido às condições locais, um tipo de ramo direcional ou semidirecional. Por outro lado, velocidades inferiores a 40 km/h trazem consigo o emprego de raios muitos pequenos: difíceis, perigosos e desconfortáveis. Embora raios pequenos reduzam o percurso e a área ocupada, provocam aumento dos valores da rampa e da largura da pista e só

se justificam em casos de sérias restrições locais ou quando conectam vias com velocidades diretrizes inferiores a 60 km/h.

Uma orientação geral para a determinação da velocidade de projeto para tipos de ramos de interconexões não especificados acima, por exemplo, conexões diretas à direita, saídas paralelas à via e agulhas, é estabelecer uma vinculação com as velocidades das vias que se conectam. Os valores desejáveis para ramos situam-se pouco abaixo das velocidades nas vias interconectadas. Por outro lado, não é essencial que a velocidade de projeto seja uniforme em todo o ramo e, às vezes, será necessário ou conveniente, adotar um valor no trecho inicial e outro para a parte final do ramo (com adequada sinalização), sobretudo quando for grande a diferença de velocidade entre as vias interconectadas ou, onde houver necessidade de parada ao final do ramo. Deverão ser consideradas também as condições de rampa, conforme propiciem ou não a aceleração/desaceleração dos veículos nos locais adequados.

A Tabela 71 resume os valores recomendados para os ramos de interconexões. Quando um ramo ingressa numa rua ou cruzamento importante, formando uma interseção em nível, os dados da Tabela 71 não se aplicam à parte do ramo junto à interseção, porque normalmente se emprega um sinal de parada ou uma sinalização de controle. O projeto desse terminal deverá ser baseado em condições mínimas de conversão, conforme descrito no Capítulo 8.

Tabela 71 - Velocidade de projeto para ramos de interconexões

Tipo de ramo	**Velocidade de projeto (km/h)**	
	Desejável	**Mínimo**
Ramos de interconexões:		
- Alça		
- Semidirecional	50	40
- Direcional	60	50
	80	60
Outros ramos: função da velocidade diretriz da via de categoria superior, como segue:		
50 km/h	40	20
60 km/h	50	30
70 km/h	60	40
80 km/h	70	40
90 km/h	80	50
100 km/h	90	50
110 km/h	100	60
120 km/h	110	70

9.5.2 Alinhamento Horizontal

Os ramos deverão ser projetados de maneira a permitir que os motoristas os percorram sem haver necessidade de uso dos freios. Em outras palavras, deverá haver condições para que os motoristas desacelerem seus veículos, apenas removendo o pé do acelerador.

Curvas compostas e transições em espiral são aconselháveis para obter a forma desejada do ramo e atender às condições locais e outros controles, assim como o trajeto natural dos veículos. Deve-se ter cuidado com a utilização da curvatura composta a fim de evitar ajustes de velocidade inesperados e abruptos.

A forma geral de um ramo é determinada pela configuração da interconexão, mas o seu traçado e forma específica (Figura 169) são influenciados por fatores como o padrão de tráfego, volume, velocidade de projeto, topografia, ângulo de interseção, uso do solo, etc.

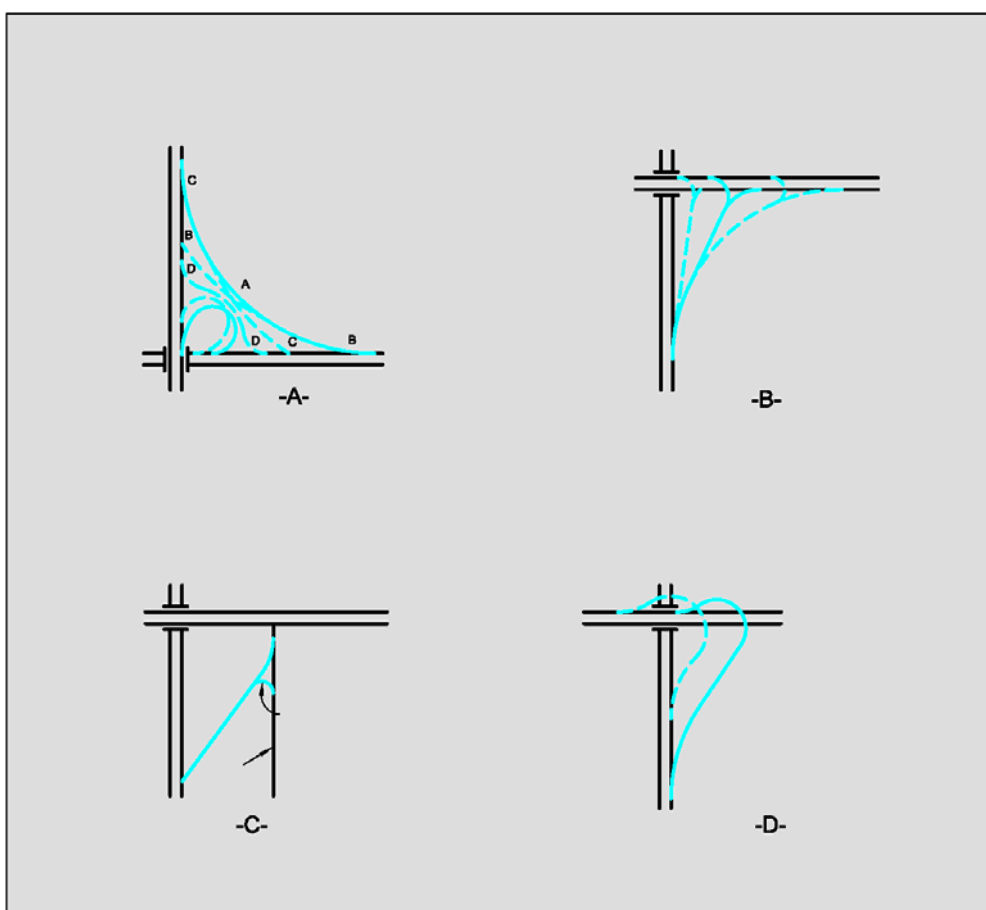



Figura 169 – Formas específicas dos ramos

Várias formas podem ser usadas para o laço e a conexão externa de uma interconexão, conforme demonstrado na Figura 169A. O laço, excluídos seus terminais, pode ser um arco circular ou alguma outra curva simétrica ou assimétrica, formada por transições em espiral. A configuração assimétrica pode ser indicada quando as vias que se cruzam não são da mesma importância e os terminais do ramo são projetados para velocidades diferentes, sendo que o ramo funciona em parte como uma área para mudança de velocidade. Configurações semelhantes podem ser condicionadas pela controle da faixa de domínio, condições de perfil e distância de visibilidade. O terminal deverá ser colocado, normalmente, antes da estrutura.

O traçado mais desejável para uma conexão externa é uma curva contínua (linha A). Essa configuração, porém, pode ocupar áreas extensas de faixa de domínio. Outra configuração aceitável é uma tangente central e curvas terminais (linhas B-B e C-C). Quando o laço é mais importante que a conexão externa, o traçado inverso na conexão externa pode ser usado para reduzir a área de faixa de domínio, conforme indicado pela linha D-D.

Na Figura 169A o laço e a conexão externa estão separados, como é normalmente desejável. No entanto, quando há pouco movimento e intenção de economizar, uma parte dos dois ramos pode ser combinado em uma só via de mão dupla. Quando essa configuração é usada, deverá haver uma barreira rígida para dividir o tráfego nos dois sentidos. Este projeto é geralmente desaconselhado.

Ramos diagonais podem ter várias formas, dependendo do padrão de conversão do tráfego e das limitações da faixa de domínio. Conforme mostrado na Figura 169B, o ramo pode ser uma tangente diagonal ligando curvas (linha cheia). Para favorecer um movimento de conversão à direita, o ramo pode ser uma curva contínua para a direita, com um ramal para conversões à esquerda. Em faixa de domínio restrita ao longo da rodovia principal, poderá ser necessário usar traçado inverso, com uma parte do ramo paralelo à via direta.

Ramos diagonais do tipo agulhas (*slip ramps*) conectam com uma via marginal paralela, conforme mostra a Figura 169C. É aconselhável que essa configuração seja usada apenas com vias marginais de mão única. Ramos conectando com vias marginais de mão dupla acarretam a possibilidade de entradas na contramão nas faixas de tráfego direto. Se usadas, deve-se prestar atenção especial ao projeto e à sinalização dos ramos que entram em vias marginais de mão dupla, afim de inibir a possibilidade de entradas na contramão.

A forma de uma conexão semidireta (Figura 169D) é influenciada pela localização dos terminais, no que se refere às estruturas, quando essas estruturas precisam ser alargadas e pelos raios de curva necessários para manter a velocidade desejada, em um movimento importante de conversão à esquerda. A posição angular ou a curvatura podem ser ditadas, em parte, pelas velocidades de projeto relativas dos ramos do cruzamento e pela proximidade de outras rodovias.

Com relação aos raios mínimos de curvatura horizontal, são os menores raios que podem ser percorridos com a velocidade de projeto e à taxa máxima de superelevação adotadas. Também a rampa máxima admissível pode influenciar a escolha do raio a ser empregado, especialmente nos ramos em alça. Os valores recomendados para o projeto geométrico dos ramos, em função da taxa máxima de superelevação, encontram-se na Tabela 72.

Tabela 72 - Valores dos raios mínimos para ramos de interconexões (m)

Superelevação máxima (%)	Velocidade de projeto (km/h)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
0	25	55	105	170	260	360	455	605	795
1	25	55	100	160	240	335	425	565	735
2	25	50	95	150	230	315	400	525	680
3	25	50	90	145	215	295	375	495	635
4	25	50	85	135	205	280	355	465	595
5	20	45	85	130	195	265	335	440	560
6	20	45	80	125	185	255	320	415	530
7	20	45	75	120	175	240	305	395	500
8	20	40	75	115	170	230	290	375	475
9	20	40	70	110	160	220	280	360	455
10	20	40	70	105	155	210	265	345	435

9.5.3 Alinhamento Vertical

No caso de ramos de interconexões, são admissíveis condições mais severas de projeto, em conseqüência da maior predisposição do motorista em aceitar, para a velocidade diretriz adotada, uma rampa mais acentuada combinada a um traçado menos fluente. A escolha da rampa máxima estará condicionada, em cada caso, às velocidades de projeto fixadas para o ramo e à composição do tráfego. Valores mais elevados que os apresentados na Tabela 73 são admissíveis em curtas extensões, por exemplo, se contribuírem para a aceleração ou

desaceleração dos veículos onde for conveniente, ou ainda, se o ramo tiver volumes muitos baixos e reduzida participação de veículos comerciais.

Entretanto, são desejáveis valores de rampa tão baixos quanto possam ser justificáveis, principalmente em ramos com velocidades de projeto mais altas e elevados volumes de tráfego com uma grande percentagem de veículos comerciais, objetivando minimizar as condições já por si mais restritas de projeto, sem, outrossim, alongar demasiadamente o ramo. As condições em planta e perfil influenciam-se mutuamente e sua conjugação deverá ser otimizada. Um greide muito íngreme, descendente, não deverá anteceder imediatamente um local de parada obrigatória ou a curvas mais fechadas do ramo.

Os greides dos ramos deverão ser os mais suaves possíveis, para minimizar o esforço da manobra de passagem de uma via para outra. O ideal seria um ramo de entrada incorporar um greide descendente para ajudar a aceleração. De modo inverso, um ramo de saída deveria incorporar um greide ascendente, que ajudaria a desaceleração. Naturalmente, o greide ascendente não deverá ser íngreme ao ponto de causar grande queda na velocidade do veículo, reduzindo a capacidade, e causando congestionamento.

Os ramos em geral são curvos e freqüentemente apresentam greides pronunciados, que prejudicam o fluxo do tráfego. A desaceleração dos veículos num ramo em aclive não é tão prejudicial quanto numa via direta, desde que a velocidade não baixe a ponto de provocar um acúmulo de veículos na rodovia. Nas interconexões em diamante, a maioria dos ramos mede apenas 120 a 360 m de comprimento e o curto trecho, com o greide mais pronunciado, tem moderado efeito operacional.

Valores gerais de rampas limites podem ser indicados, porém o greide a ser usado em um determinado ramo depende de vários fatores peculiares a cada local e quadrante específico. Quanto mais suave for o greide de um ramo, mais longo ele terá que ser, mas esse efeito é menor do que geralmente se pensa. As condições e a configuração dos terminais freqüentemente têm maior influência. Quando, por exemplo, o ramo e a rodovia têm greides fortes em sentidos contrários, torna-se necessária uma curva vertical razoavelmente longa, devido à grande diferença algébrica de greide, condição que exige um aumento considerável do comprimento do ramo. Além disso, pode ser necessária extensão adicional para compatibilizar o perfil do ramo com a superelevação e atender à drenagem.

O perfil de um ramo típico usualmente consiste de um trecho central com greide apreciável, unido por curvas verticais terminais aos perfis das vias que conecta. As referências que se seguem, relativas aos greides dos ramos, tratam principalmente do perfil do seu trecho central.

Geralmente uma das vias que se interceptam tem elevado padrão de projeto. Para que esse padrão seja mantido, os greides dos ramos não devem exceder de 4 a 6%. Em alguns casos poderá ser necessário adotar ramos com greides máximos de 8 a 10%, mas estes casos deverão ser considerados como especiais, justificados apenas pelas condições do local ou por pequeno volume de conversão. Em geral, uma distância de visibilidade adequada é mais importante que um greide específico, devendo ser essa a diretriz na elaboração do projeto.

Em ramos de mão única, deverá ser feita uma distinção entre greides ascendentes e descendentes. Se o terminal do ramo for projetado de maneira apropriada, aclives curtos, de 7 a 8%, irão permitir uma operação segura, sem diminuir excessivamente a velocidade dos carros de passeio. Aclives curtos, de até 5%, não interferem indevidamente na operação dos ônibus e caminhões. Nos ramos descendentes de mão única, os greides de até 8% não tornam a operação perigosa, por aceleração excessiva. Entretanto, há um potencial maior de aumento de velocidade de caminhões pesados nos declives. Sendo assim, os greides em declive devem ser limitados a 3 ou 4% nas rampas com curva horizontal fechada e tráfego pesado de caminhões ou ônibus.

Em princípio, os greides dos ramos devem estar diretamente relacionados com a velocidade de projeto. Essa velocidade porém, é uma indicação geral dos padrões que deverão ser usados, devendo o greide de um ramo que tem velocidade diretriz elevada, ser mais suave que o greide dos ramos com velocidade diretriz baixa. Como critério geral, recomenda-se que os greides em aclive dos ramos com velocidades de projeto de 70 a 80 km/h sejam limitados em 3 a 5%, os de 60 km/h em 4 a 6%, os de 40 a 50 km/h em 5 a 7% e os de 30 a 40 km/h em 6 a 8%. Quando for exigido pelas condições topográficas, poderão ser utilizados greides mais fortes do que os recomendados. Nos ramos de mão única com greides em declive, deverão ser mantidos os mesmos limites, que poderão ser 2% maiores em casos especiais.

Tabela 73 - Rampas máximas para ramos (Critério geral)

Velocidade de projeto km/h)	**30 - 40**	**40 - 50**	**50 – 70**	**70 – 80**
Rampa máxima	6% - 8%	5% - 7%	4% - 6%	3% - 5%

i) Em casos especiais, nos ramos de mão única em declive, os valores podem ser 2% maiores.
ii) Quando as condições topográficas exigirem, greides mais fortes que os recomendados podem se usados.

Quando os terminais dos ramos são adequadamente localizados e se adaptam a outras exigências do projeto e quando a curvatura está de acordo com uma velocidade de projeto razoável, o ramo geralmente é suficientemente longo para proporcionar a diferença de níveis com greides suaves ou, na pior das hipóteses, com greides que não sejam excessivos.

Entretanto, algumas vezes o greide é um fator determinante na extensão dos ramos, conforme exposto a seguir:

- Para interseções esconsas, com ângulos de interseção de 70º ou menos, poderá ser necessário localizar o ramo um pouco mais distante da estrutura, para torná-lo suficientemente longo, com greide razoável;
- Quando as rodovias que se interceptam têm greide apreciável, com a via superior subindo e a via inferior descendo a partir da estrutura, o ramo terá que vencer uma grande diferença de nível, que poderá implicar em seu alongamento;
- Quando um ramo deixar a via inferior em um trecho de greide descendente e ligar-se a via superior em um trecho também descendente, curvas verticais longas nos terminais poderão provocar o alongamento do ramo, para atender às limitações de greide.

Pelo exposto, fica evidenciado que os alinhamentos horizontal e vertical devem ser projetados em conjunto.

9.5.4 Distância de Visibilidade

A distância de visibilidade ao longo de um ramo deve ser, pelo menos, igual à distância de visibilidade de parada. Não é necessária distância de visibilidade para ultrapassagem.

Desejavelmente a distância de visibilidade em uma interconexão, antes do nariz de um ramo de saída, deve exceder 25% ou mais a distância mínima de visibilidade de parada, para a velocidade de projeto da rodovia. Deve haver uma visão clara de todo o terminal, incluindo a saída e um trecho da rodovia além do nariz do ramo. Quando a saída, em seção de corte, estiver em curva, a plataforma deverá ser alargada, para que a visibilidade seja melhorada.

Nas interseções em nível sem sinalização semafórica de interconexões em diamante, a extensão visível da via transversal nas manobras de conversão à esquerda deverá estar de acordo com o mostrado na Figura 170. Elementos como defensas, encontros, barreiras rígidas, gradís, pilares de pontes, ou taludes, poderão diminuir a distância de visibilidade. Em todos os casos a distância de visibilidade deve ser medida do centro da faixa externa da via transversal próxima ao ramo,

ao olho do motorista do veículo no ramo, estando esse veículo a 3,00 m da linha de parada na via transversal.

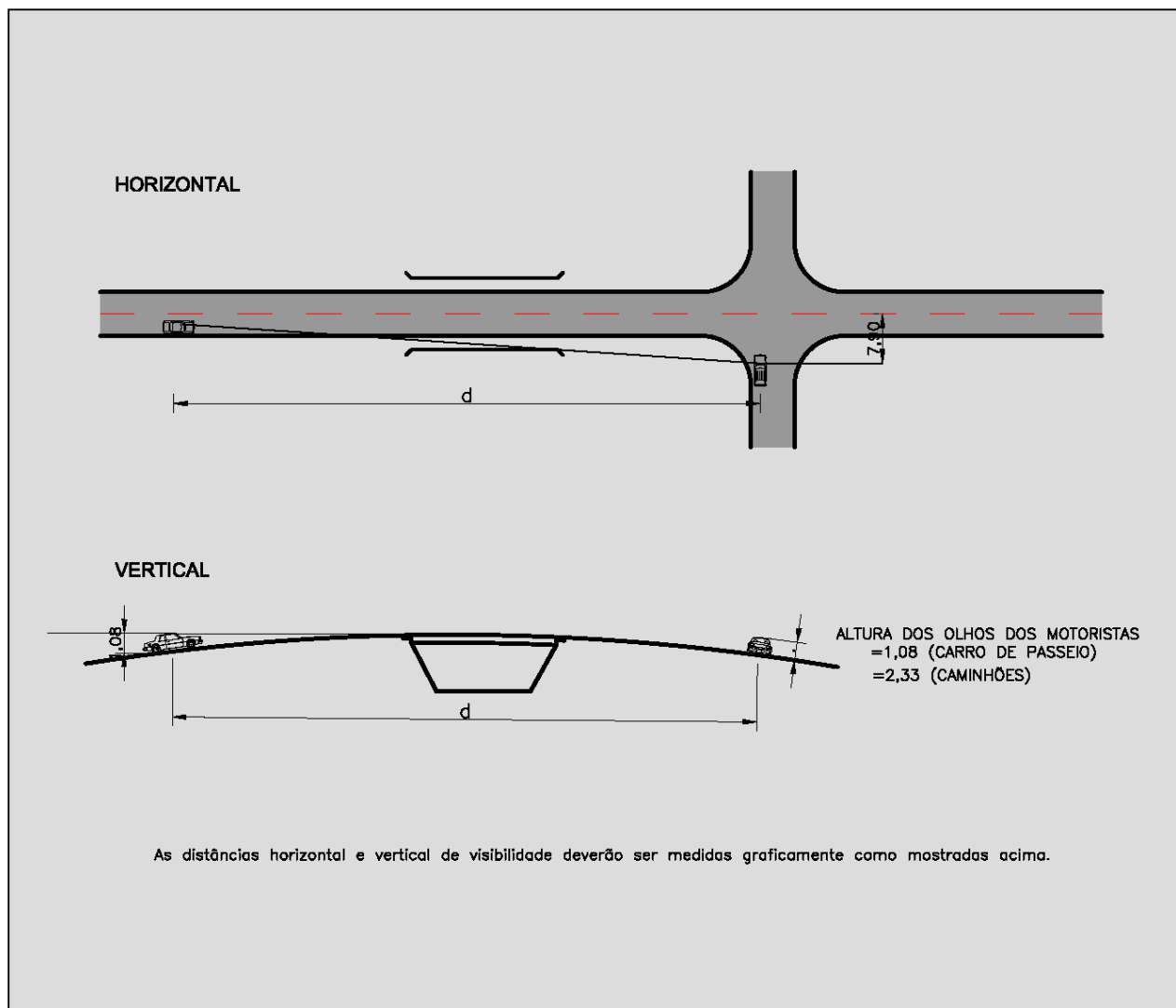



Figura 170 – Distância de visibilidade exigível para interconexões em diamante não sinalizado

A mesma relação existe para a distância de visibilidade determinada pelos pilares da ponte ou taludes. Para que a distância de visibilidade requerida seja conseguida, poderá ser necessário afastamento de defensas e barreiras rígidas, recuo de pilares, ou de qualquer outro dispositivo que interfira com o cone de visão do motorista.

Recomenda-se que uma distância mínima de 150 m seja mantida entre os terminais dos ramos da interconexão e as interseções de vias locais, especialmente em áreas urbanas desenvolvidas.

Sempre que for necessário colocar um terminal de ramo próximo a uma interseção, um estudo cuidadoso a respeito das condições geométricas e das exigências de sinalização deverá ser efetuado.

Os perfis dos ramos em geral assumem o formato de um "*S*". As mudanças de greide mais importantes são feitas por duas curvas verticais, uma côncava no terminal inferior do ramo e uma convexa no superior. A visibilidade depende das condições dos terminais. Os motoristas vindo de um ramo descendente, ao entrar na rodovia têm uma visão clara do tráfego da mesma. Porém, ao sair da rodovia para entrar num ramo descendente, poderão ter sua visão do ramo limitada pela curva vertical convexa. A curva vertical inicial, deverá ser projetada de maneira a tornar bem visível o pavimento do ramo adiante do nariz de saída.

A curva vertical convexa de um ramo ascendente deverá proporcionar ao motorista ao sair do ramo, uma visão clara da rodovia e da área de confluência. Na maioria dos casos, curvas verticais convexas baseadas na distância de visibilidade, satisfazem essa condição essencial. Entretanto, algumas vezes essas curvas verticais de comprimento mínimo não fornecem visão clara da rodovia, como no caso em que os greides da rodovia e do ramo convergem abruptamente, principalmente se situados em curva horizontal. O perfil do ramo de entrada deverá ser aproximadamente paralelo ao perfil da via principal, durante pelo menos 30 m antes do nariz de entrada, para permitir intervisibilidade suficiente nas confluências.

Quando o tráfego for controlado por sinal de parada na interseção de um ramo com uma via transversal, deverá ser dada atenção especial ao perfil, a fim de prover uma área de chegada suave na via transversal. O comprimento recomendável deverá ser obtido com base na área requerida para armazenar os veículos que farão conversão, não devendo ser menor do que 15 m. Nas áreas urbanas, quando as interseções entre a via transversal e o ramo forem sinalizadas, as fases do sinal e a capacidade de armazenamento deverão ser considerados na determinação da extensão da área de chegada. Em nenhum caso a área de armazenagem além dos 15 m da área de chegada, deverá ter greide maior do que 3%. Cabe observar que uma área de chegada suave aumenta a distância de visibilidade na interseção entre o ramo, a via transversal e estruturas adjacentes.

Os comprimentos mínimos e desejáveis das curvas verticais simples, baseados na distância de visibilidade de parada em função da velocidade diretriz, resumidos nas Figuras 109 a 112 e os valores das Tabelas 59 a 61, que permitem verificar se são atendidas as distâncias mínimas de

visibilidade requeridas para curvas compostas (item 8.5.7 - Curvas Verticais), são aplicáveis aos ramos e terminais das interconexões.

9.5.5 Larguras dos Ramos

Conforme visto no item 8.5.3 a largura dos ramos compreenderá a largura da pista de rolamento e de acostamentos ou faixas de segurança. Ramos de uma faixa deverão obrigatoriamente permitir a ultrapassagem de um veículo imobilizado, exceto quando tiverem pequena extensão, como, por exemplo, agulhas.

A freqüente ocorrência de curvas de pequenos raios requer a consideração de superlargura para ramos de uma faixa. Com esse critério, teoricamente ocorreriam grandes variações de largura na pista de rolamento ao longo dos ramos, o que pode criar dificuldades, tanto no projeto como na construção. Um critério simplificador nesses casos é o de adotar uma largura constante para cada ramo, atendendo sua maior curvatura. Para ramos de pequena extensão em tangente, a largura de 4,20 m é considerada suficiente.

Considerações análogas cabem para ramos de duas faixas. No caso de interseções em desnível de alto padrão, onde as vias que se interceptam são providas de acostamentos, muitas vezes será conveniente prolongar o acostamento ao longo do ramo, se a sua extensão for grande, para assegurar a fluência dos intensos volumes de tráfego que tornaram necessárias as duas faixas. Em ramos de pequena extensão, a largura será igual à necessária para duas faixas de rolamento, ou seja, um total de 7,20 m quando em tangente ou com raios grandes.

Os valores das larguras das pistas a serem consideradas constam da Tabela 45.

9.5.6 Acostamentos e Meios-fios

Os ramos das interconexões e seus terminais geralmente devem ser providos de acostamentos ou faixas de segurança, visivelmente distintos das pistas de rolamento, para atender a paradas de emergência, minimizando seus efeitos. Os acostamentos são particularmente necessários nas interseções com elevados volumes de tráfego. Normalmente, são previstos no lado direito nos ramos de sentido único.

De um modo geral os ramos das interconexões não devem ter meios-fios. Só se justifica seu emprego em locais de drenagem difícil, comuns em áreas urbanas com restrições de faixa de domínio, que tornam vantajosa a canalização das águas. Em alguns casos pode ser necessários

utilizar meios-fios nos terminais, mas não nos trechos restantes dos ramos. Onde não houver meios-fios, os acostamentos deverão ter pavimento igual ao da pista de rolamento, por serem freqüentemente usados nas manobras de giro.

Em ramos de baixa velocidade podem ser colocados meios-fios nos bordos da pista. Meios-fios intransponíveis são raramente utilizados onde houver acostamento, exceto quando se necessita proteger pedestres. No caso de serem previstos meios-fios em trechos com velocidades elevadas, devem ser usados meios-fios transponíveis nos bordos externos dos acostamentos.

9.5.7 Gabarito Horizontal

Nas curvas os afastamentos laterais requeridos nas interseções deverão se referir ao percurso percorrido pelo olho do motorista e nas tangentes ao bordo da pista de rolamento. Faces de pilares deverão manter um afastamento normal de 1,50 m do bordo. Tratando-se de muros de arrimo ou cortes íngremes, estes deverão distar pelo menos 0,50 m nas tangentes. Havendo acostamentos, prevalecem as observações feitas para rodovias.

A situação mais desejável é aquela em que qualquer obstáculo se encontra a pelo menos 0,50 metros do bordo da largura normal pavimentada (pista + acostamento), de modo a evitar que um veículo descontrolado colida com o obstáculo. Entretanto, para atender às necessidades de visibilidade em curva, poderão ser necessários maiores afastamentos. Em curvas, a linha de visão do motorista deve poder acompanhar sem obstruções visuais a corda do arco de curva, até interceptar a pista à distância de visibilidade de parada. Onde houver acostamento, estes muitas vezes proporcionarão o afastamento necessário. Onde tal não ocorrer, outras medidas necessitarão ser tomadas, tais como, por exemplo, alargar os cortes, afastar obstáculos, adotar raios de curva suficientemente maiores ou, no caso de defensas e barreiras rígidas, deslocá-las nos trechos curvos em direção ao centro da curva.

A Tabela 74 a seguir, orienta sobre os valores mínimos a serem adotados para assegurar um adequado afastamento de obstáculos fixos da pista de rolamento nos trechos em tangente.

As Figuras 171 e 173 apresentam gráficos que permitem obter os afastamentos necessários para os diversos raios de curvatura dos ramos das interseções em função da velocidade, considerando as distâncias mínimas e desejadas de visibilidade de parada. Os valores assim obtidos só se aplicam no caso do desenvolvimento circular ser superior à distância de visibilidade (motorista e objeto ou veículo situados ambos no trecho circular). Em caso contrário (um ou outro dos

elementos citados se encontram na tangente -ou outra curva- que antecede ou sucede a curva em foco), os valores necessários poderão ser menores e deverão ser verificados graficamente em planta. Em qualquer hipótese, porém, os valores a adotar não poderão ser inferiores aos da Tabela 74.

Tabela 74 - Afastamentos mínimos dos obstáculos fixos em trechos em tangente *

Obstáculos	Afastamentos (m)
– *Obstáculos isolados (pilares, postes, protuberâncias rochosas, etc.)*	
• Afastamento do bordo da pista de rolamento	1,50 (0,50)
– *Obstáculos contínuos (muros, paredes, barreiras, etc.)*	
• Afastamento do bordo da pista de rolamento	0,50 (0,30)
– *Paredes, muro ou guarda-corpo*	
• Afastamento do meio-fio, sem fluxo de pedestres	0,80 (0,50)
• Afastamento do meio-fio, com fluxo de pedestres	1,20 (0,50)
– *Meio-fio intransponível ou sarjeta contínuos*	
• Afastamento do bordo da pista de rolamento **	0,50 (0,30)
– *Meio-fio intransponível sem continuidade – idem*	0,50
– *Viadutos e elevados*	
• Afastamento de prédios vizinhos	4,00

* Para trechos curvos, verificar as necessidades específicas, empregando as Figuras 9.5.7/1 e 9.5.7/2

** Havendo acostamento, o meio-fio ou sarjeta pode situar-se no seu bordo.

( ) Valores mínimos absolutos.

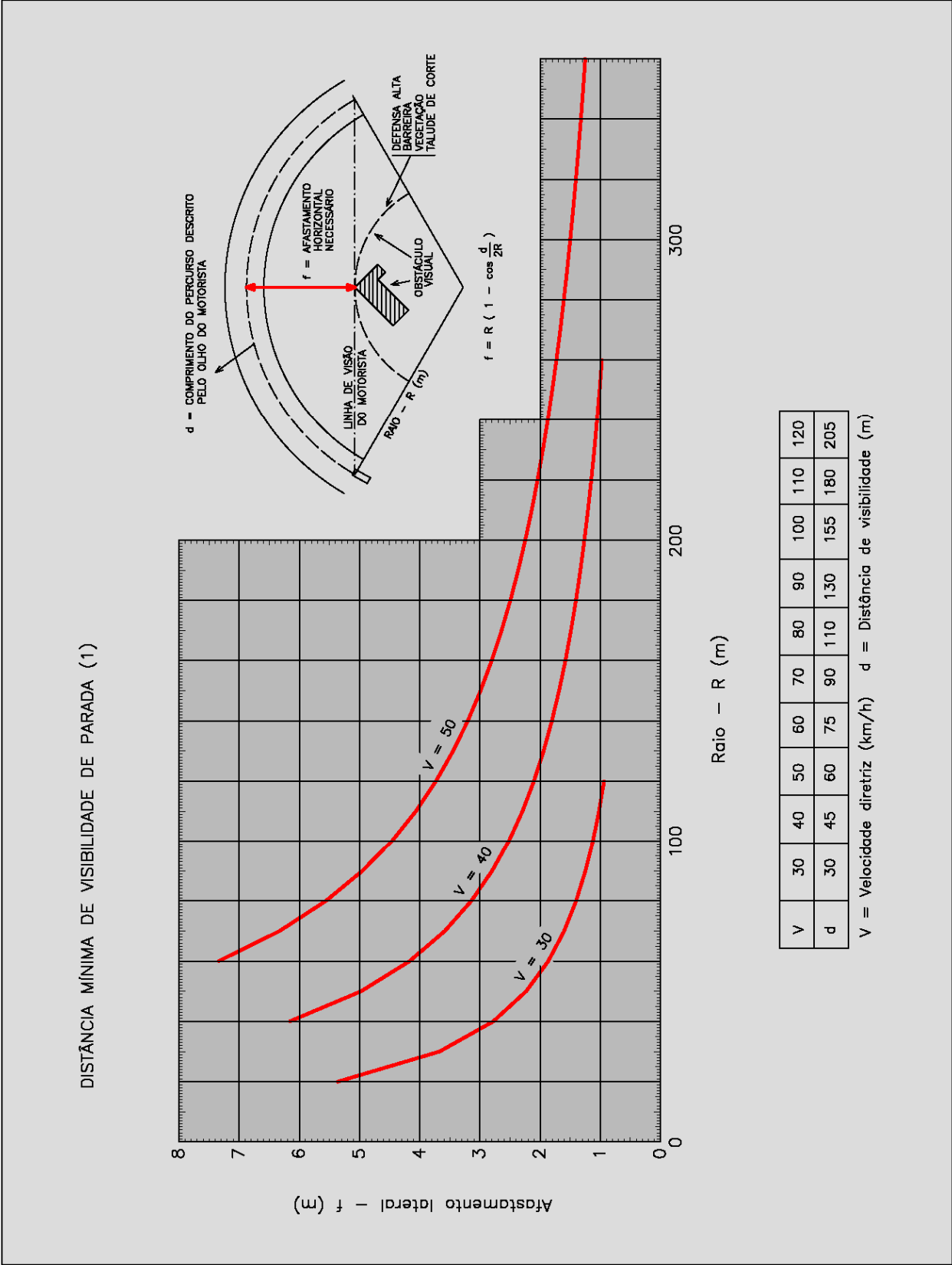



Figura 171 – Afastamento lateral de obstáculo em curvas (Distância mínima de visibilidade de parada)

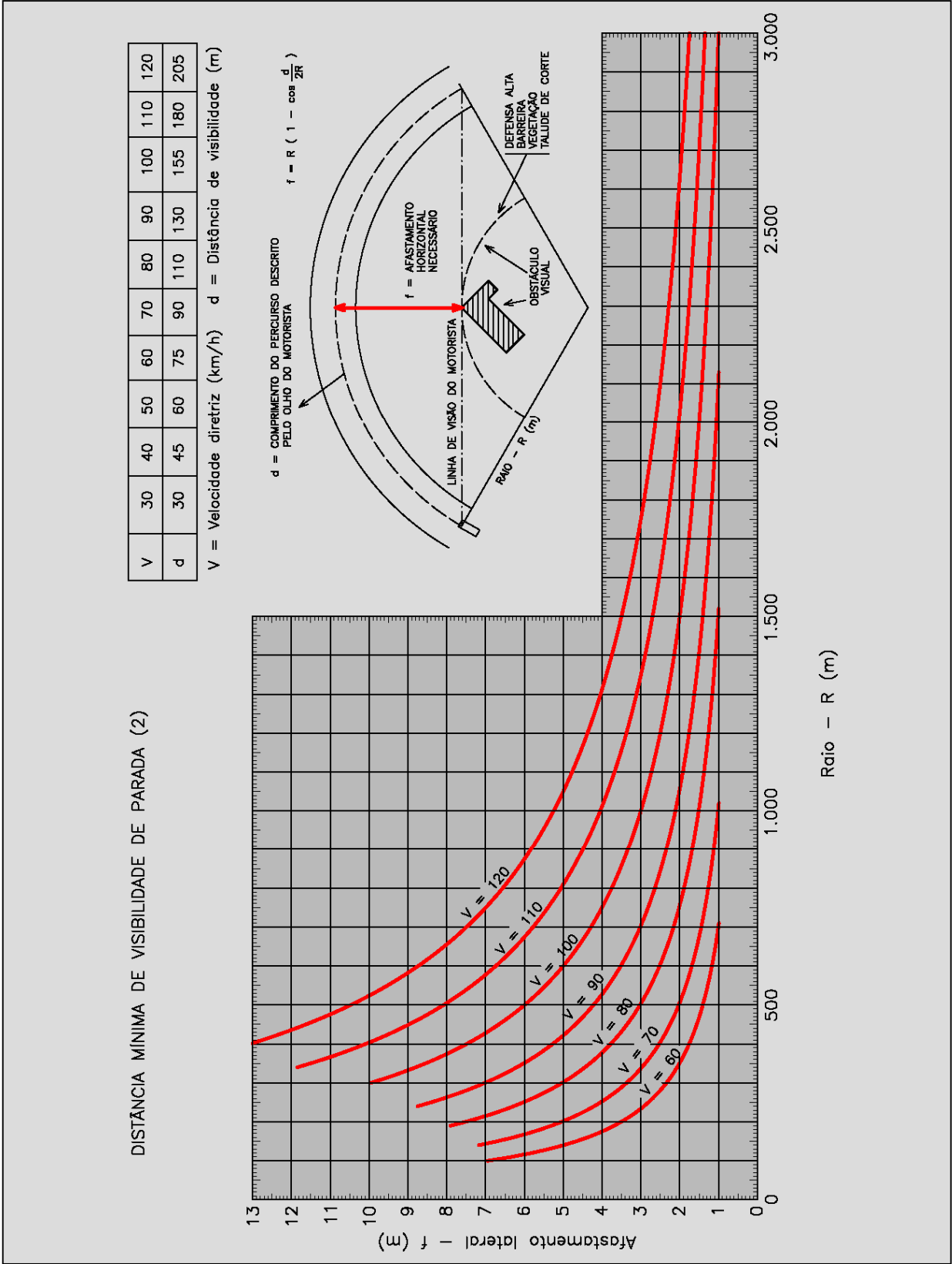



Figura 172 – Afastamento lateral de obstáculo em curvas (Distância mínima de visibilidade de parada)

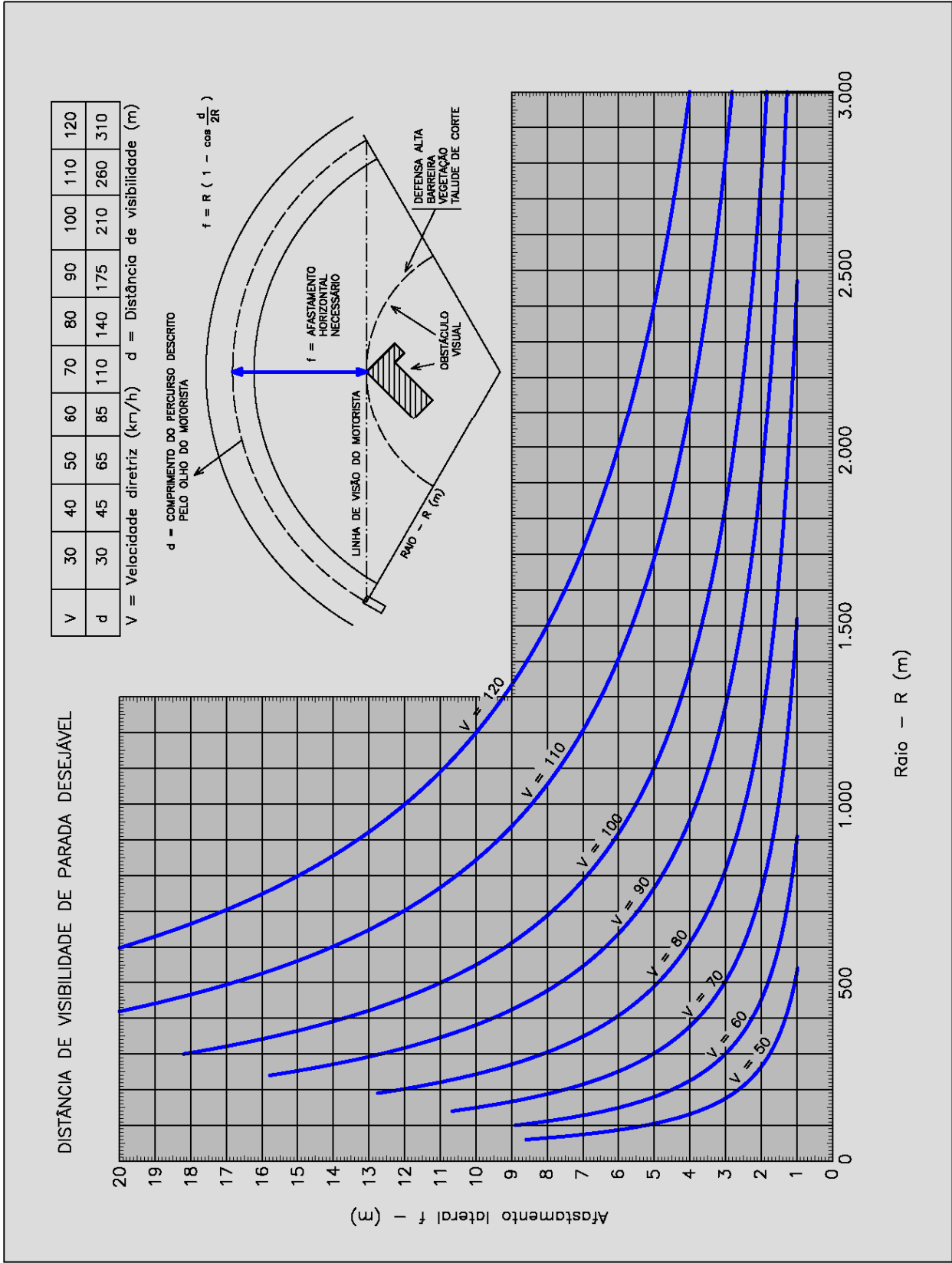



Figura 173 – Afastamento lateral de obstáculo em curvas
(Distância de visibilidade de parada desejável)

9.5.8 Gabarito Vertical

O maior gabarito vertical exigido no país, adotado nas rodovias rurais e em algumas da principais vias urbanas (anéis rodoviários e vias expressas), é de 5,50 m (ver *Manual de Projeto Geométrico de Rodovia Rurais*, DNER, 1999). Vias expressas, portanto, independentemente de outras considerações, deverão ter um gabarito de 5,50 m, inclusive para os ramos. É desejável, porém, que este valor seja adotado também em todas as vias arteriais que atuem como extensões urbanas do sistema rodoviário nacional, ou seja, os trechos viários que penetrem, cruzem ou contornem a área urbanizada, de modo a possibilitar o transporte de cargas com dimensões excepcionais.

Os gabaritos verticais a serem considerados para as interconexões encontram-se resumidos na Tabela 75. O gabarito vertical dos ramos deverá ser igual ao da mais importante das vias conectadas e os valores deverão estar presentes em toda a largura pavimentada passível de utilização por veículos. Sua fixação leva em consideração a altura máxima legal de 4,40 m para veículos de qualquer natureza.

Tabela 75 – Gabarito vertical

Vias	Gabarito Vertical (m)
Vias rurais (Classes 0 e I)	5,50
Vias rurais (Classes II a IV)	4,50 (*)
Vias arteriais urbanas que atuam como extensão do sistema rodoviário	5,50
Outras vias arteriais e demais vias	4,50

(*) Gabarito desejável: 5,50 m

Em situação especiais, como em vias arteriais alternativas ou em rodovias de turismo restritas a carro de passeio, a altura livre sobre a pista pode ser menor que 4,50 m, mas em nenhum caso menor que 3,85 m, ou que a altura máxima dos veículos previstos. A fim de permitir o recapeamento, a altura livre inicial deve ser acrescida de 0,10 m ou mais.

Os valores do gabarito vertical geralmente não restringirão a visibilidade em curvas verticais côncavas. Entretanto, para diferenças algébricas de rampas muito grandes e elevados valores para a distância de visibilidade, será conveniente fazer uma verificação gráfica sumária em trechos sob obras-de-arte utilizando o desenho do perfil da via, considerando-se nesse caso os

olhos do motorista (de ônibus/caminhão) situados a 2,40 m do solo e a altura do obstáculo a ser visto (luzes traseiras), de 0,50 m.

Independentemente das características de greide, deverão ser atendidas as condições de visibilidade da sinalização vertical de placas ou de semáforos. Especial atenção deve ser dada aos semáforos situados logo após se passar por baixo de um viaduto.

9.5.9 Terminais de Entrada e de Saída

São assim denominadas as áreas onde um ramo de interseção encontra a pista destinada ao tráfego direto. Tem-se desse modo um terminal de saída no trecho da via principal onde o tráfego a abandona, e um terminal de entrada no trecho em que o tráfego chega à via principal. Os detalhes de projeto destes terminais são dados a seguir.

Terminal de Entrada

Para as entradas de faixa única que se comunicam com pistas de conversão constituídas de uma faixa com previsão de veículo parado (*Caso II*) ou de duas faixas (*Caso III*), recomenda-se fazer um pequeno estreitamento com o objetivo de orientar os veículos que entram (Figura 174).

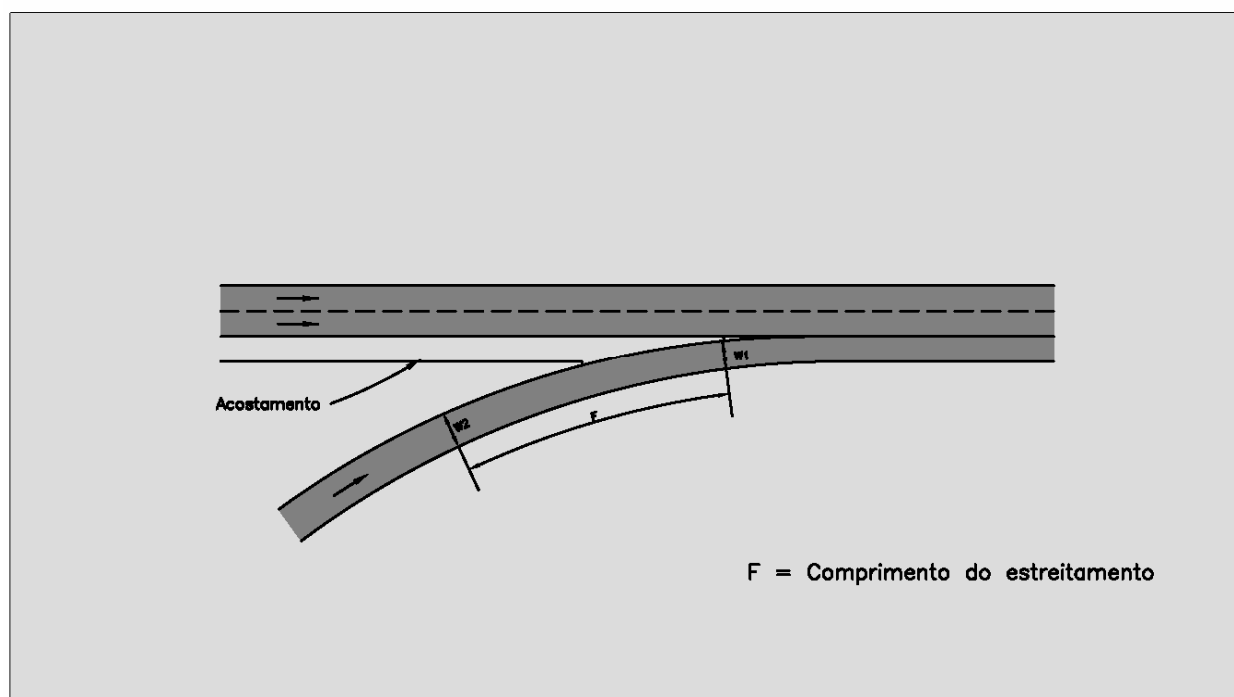



Figura 174 – Detalhe do terminal de entrada

O comprimento mínimo do trecho afunilado pode ser obtido com o emprego da fórmula:

$F = 15 (W_2 – W_1)$

onde:

F = comprimento mínimo do estreitamento, em m

W_2 = largura da pista no início do estreitamento, em m

W_1 = largura da pista no final do estreitamento, em m

Praticamente a largura da pista do ramo na entrada obedecerá o *Caso I*, da Tabela 45, que fornece as larguras de pistas de conversão nos ramais de enlace. Para terminais de entrada constituídos de raios pequenos, em que a largura da faixa de aceleração for insuficiente para acomodar o tipo de veículo previsto no trecho em curva, o estreitamento pode ser parcial ou substituído por pintura no pavimento.

Terminal de Saída

Para uma saída, deve-se prever o deslocamento da extremidade do nariz no local onde se une o bordo direito da pista da via principal com o bordo esquerdo do ramo. Esse deslocamento tem por objetivo permitir o regresso à sua faixa na via principal aos motoristas que, equivocadamente, tenham iniciado a entrada no ramo. Para tanto, deve sofrer uma diminuição gradual até 0 (zero), numa extensão "*Z*", denominada "*comprimento de transição*".

A Tabela 76 fornece os comprimentos mínimos de transição recomendados para projetos de alto padrão.

Tabela 76 – Comprimento mínimo do t*aper* de transição

Velocidade de projeto (km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120
Comprimento de transição Z - (m)	15	20	23	25	28	30	35	40

A extremidade do nariz deve estar afastada de 1,20 m a 3,60 m do bordo da pista da via principal, se já não estiver afastada pelo acostamento. Para uma faixa de desaceleração com largura uniforme, preferivelmente o deslocamento deve ser da mesma ordem da largura adicionada, isto é, de 3,00 m a 3,60 m. O deslocamento da extremidade do nariz do lado da pista de conversão deve ser de 0,60 m a 1,00 m, apesar de ser necessário 1,80 m nos ramos mais importantes (Figura 175).

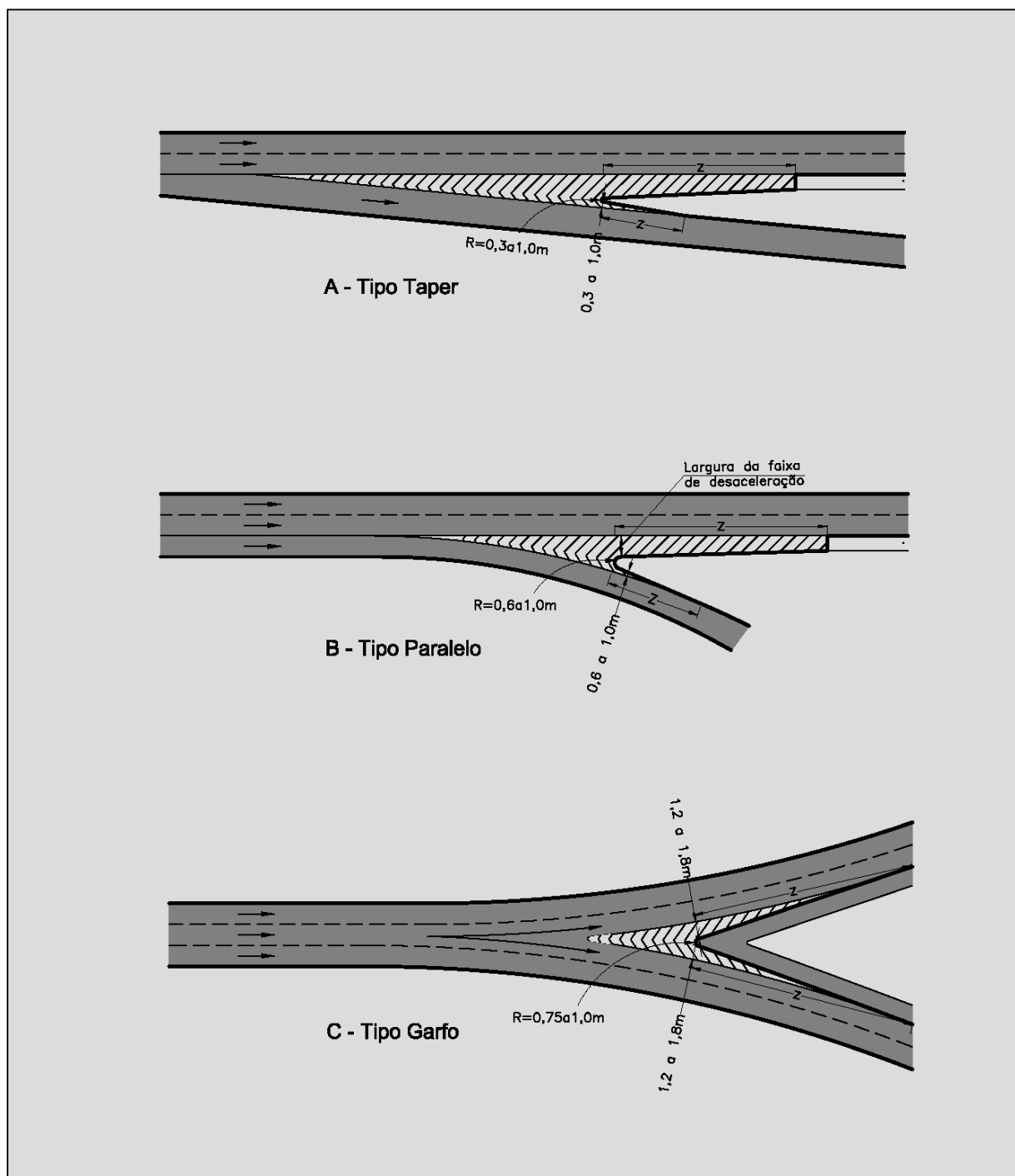



Figura 175 – Detalhes dos terminais de saída

9.5.10 Faixas de Mudança de Velocidade

Os aspectos teóricos e os valores a empregar nas faixas de mudança de velocidade foram apresentados no item 8.5.4 do capítulo referente às interseções em nível. As tabelas apresentadas naquele item contêm os comprimentos mínimos a adotar, mas não atendem a algumas particularidades que se devem considerar em casos especiais de vias expressas e outras de elevado padrão, com velocidades muito elevadas, grandes volumes de tráfego e disponibilidade de recursos para esse fim. No presente item serão analisados os procedimentos a serem adotados para atender a esses casos especiais, que freqüentemente ocorrem nas interconexões .

9.5.10.1 Terminais de entrada com uma faixa

a) Entrada "tipo taper"

Quando adequadamente projetada, a entrada *tipo taper* funciona bem para qualquer volume de tráfego, até atingir a capacidade da área de confluência. O motorista pode identificar e utilizar um intervalo disponível na corrente principal com pequeno ajustamento de sua velocidade (Figura 176A).

A entrada é feita na rodovia com um taper longo e uniforme. Estudos operacionais mostram que, se viável, o taper deve ter variação de 50:1 a 70:1 (longitudinal:lateral). A geometria do ramo de acesso deve permitir que o veículo acelere a partir do ponto final da curva de entrada até atingir uma velocidade igual à velocidade diretriz da rodovia menos 10 km/h, no ponto em que o bordo direito do ramo atinge a distância de 3,60 m do bordo direito da faixa de tráfego direto da rodovia. A distância necessária para aceleração é função dos valores da velocidade de segurança na curva de entrada e da velocidade diretriz da rodovia.

A Figura 176A indica o posicionamento do *trecho efetivo de aceleração* (L_a) e do *trecho de percurso aguardando intervalo no fluxo* (L_g). No Terminal de Entrada o *trecho efetivo de aceleração* inicia no ponto final da curva circular de concordância e termina quando o bordo direito do ramo atinge a distância de 3,60 m do bordo direito da rodovia (ponto *P*). No caso de uso de curva de transição pode-se admitir como ponto inicial o ponto médio do trecho de transição. A faixa de aceleração é medida a partir desse ponto inicial até o ponto em que o bordo direito do ramo atinge o bordo direito da rodovia.

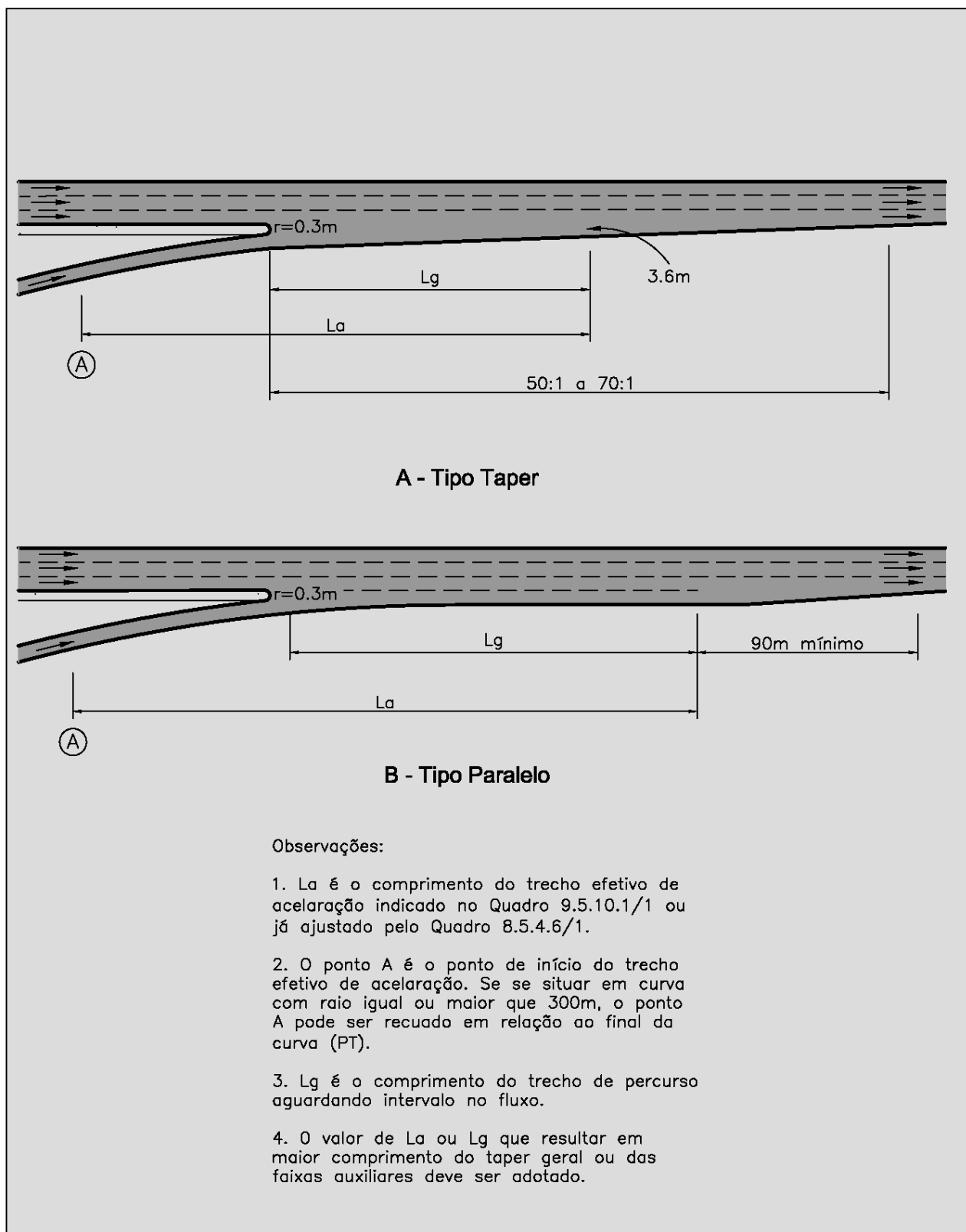



Figura 176 – Terminais de entrada com uma faixa

A Tabela 77 fornece os comprimentos mínimos dos trechos efetivos de aceleração (L_a), em função da velocidade de segurança no início/fim do trecho circular da curva de conversão (faixa de desaceleração/aceleração) e da velocidade diretriz da rodovia, para greides de até 2%. Esses valores são 20% menores que os recomendados pela AASHTO no Manual de 2001, considerados excessivamente elevados para as condições do país. Essa redução, aparentemente pequena, resulta em apreciável economia para as maiores velocidades diretrizes. O efeito do greide nos comprimentos das faixas de mudança de velocidade deve ser levado em consideração de acordo com a Tabela 49.

Feito o projeto da concordância do ramo com a rodovia, deve-se verificar o comprimento resultante de L_g. Esse comprimento, função da largura do nariz, deve atender os valores mínimos constantes da Tabela 78. Se o valor de L_g for menor, deve ser executada nova concordância, até que se obedeça o valor mínimo exigido. Verifica-se então se está sendo atendido o valor mínimo do *trecho efetivo de aceleração* (L_a), da maneira que se segue.

Marca-se o comprimento mínimo do *trecho efetivo de aceleração* (L_a), obtendo-se um dos seguintes resultados:

- O ponto “P” é posterior ao final do trecho efetivo de aceleração. O veículo chega em “P” depois de atingir a velocidade mínima aceitável. A concordância atende às exigências.
- O ponto “P” coincide com o final do trecho efetivo de aceleração. O veículo chega em “P” ao atingir a velocidade mínima aceitável. A concordância atende às exigências.
- O ponto “P” é anterior ao final do trecho efetivo de aceleração. O veículo chega em “P” com velocidade inferior à mínima aceitável. A concordância não atende às exigências e o projeto tem que ser reformulado.

b) Entrada “tipo paralelo”

Esse tipo prevê uma faixa adicional de largura constante, normalmente igual à de uma faixa da rodovia principal, após a qual é acrescentado um *taper*. Essa faixa deve ter comprimento suficiente para que o veículo acelere a partir do ponto final da curva de entrada até atingir uma velocidade igual à velocidade diretriz da rodovia menos 10 km/h. O processo de entrada na rodovia é semelhante ao de mudança de faixa dentro da rodovia. O motorista usa espelhos laterais e retrovisor interno para monitorar o tráfego ao redor.

A Figura 176B apresenta um projeto de entrada *tipo paralelo*. A curva de entrada desejavelmente deve ter raio de 300 m ou mais, com comprimento de pelo menos 60 m. Se essa curva tiver um

raio pequeno, o motorista tem a tendência de entrar diretamente na rodovia sem usar a faixa de aceleração.

Os comprimentos do *trecho efetivo de aceleração* (L_a) e do *trecho de percurso aguardando intervalo no fluxo* (L_g) são medidos de forma semelhante ao caso de entrada *tipo taper*.

O *taper* deve ter comprimento suficiente para que o veículo entre gradualmente na faixa da rodovia. Para velocidades de projeto de 120 km/h um *taper* com 100 m é adequado. Para outras velocidades podem ser obedecidos os valores constantes da Tabela 47, entretanto, um comprimento mínimo de 90 m é desejavel.

Pode-se considerar que parte da aceleração seja feita no próprio ramo, quando a curva de acesso tem raio de 300 m ou mais, e o motorista tem visão livre do tráfego da rodovia à sua esquerda. Os comprimentos mínimos para terminais de entrada são fornecidos na Tabela 77 e os ajustamentos para greides maiores que 2% na Tabela 49.

Deve-se ressaltar que os benefícios operacionais e de segurança de faixas de aceleração longas do *tipo paralelo* são bem reconhecidos, especialmente quando a rodovia e o ramo operam com grandes volumes de tráfego. Elas provêm mais tempo para que os veículos que se incorporam à rodovia encontrem um intervalo adequado no fluxo. Para velocidades elevadas, uma faixa de aceleração com comprimento da ordem de 350 m, mais *taper*, é desejável sempre que o ramo e a rodovia tenham volume de tráfego que se aproxime da capacidade da área de convergência.

9.5.10.2 Terminais de saída com uma faixa

a) Saída “tipo taper”

O *tipo taper* é o preferido pela maioria dos motoristas. A saída começando com uma quebra do alinhamento fornece uma indicação clara do ponto de saída da rodovia e tem-se revelado como de operação suave em rodovias de grande volume de tráfego. O ângulo de divergência em geral deve se situar entre 2º e 5º.

Estudos mostram que neste tipo de terminal a maioria dos veículos sai da rodovia com velocidades relativamente altas, reduzindo a probabilidade de colisão traseira, freqüente quando a desaceleração é feita na faixa de tráfego direto. A velocidade vai diminuindo ao longo do taper e depois no próprio ramo. A Figura 177A ilustra um terminal de saída tipo taper.

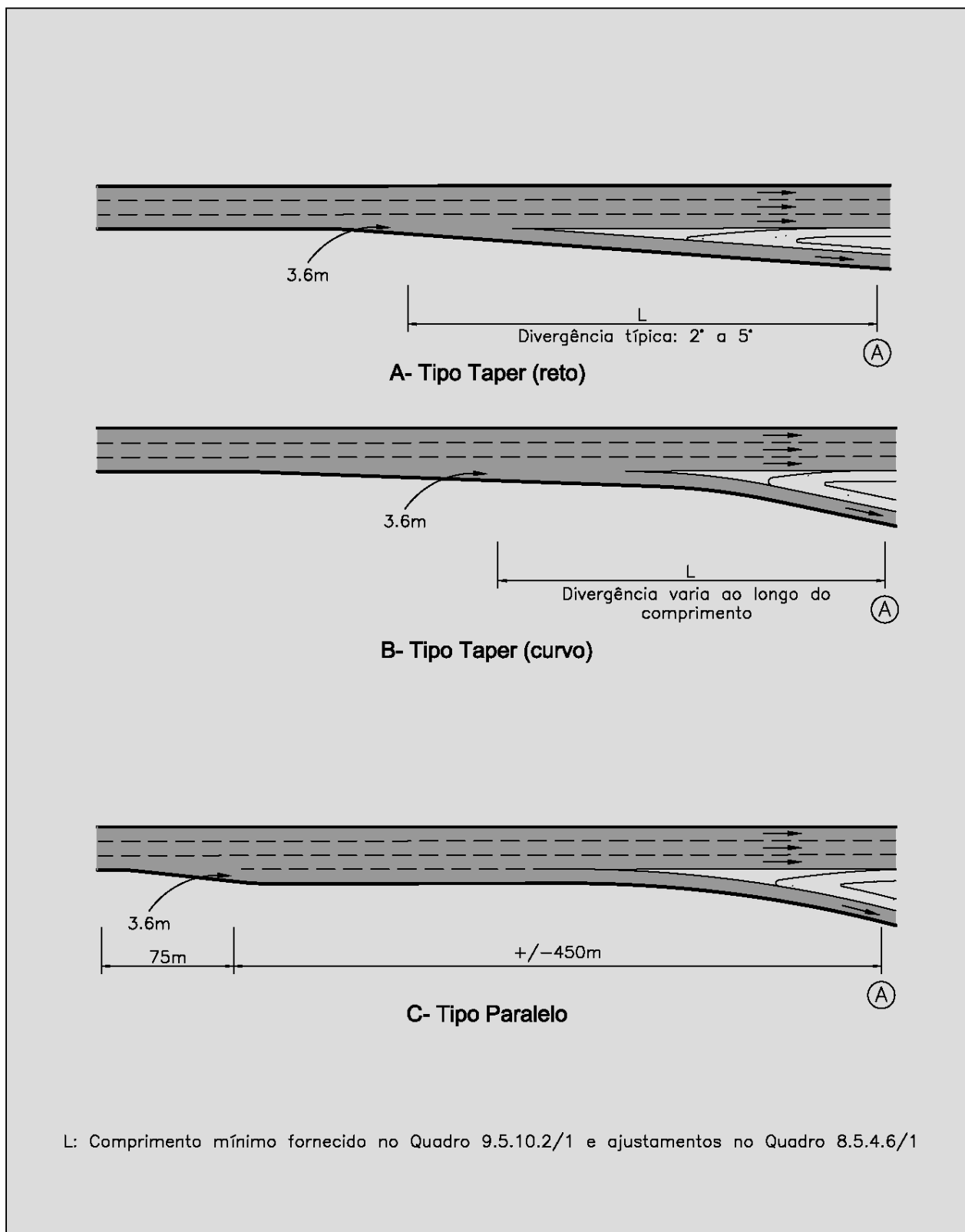



Figura 177 - Terminais de saída com uma faixa

O veículo deve desacelerar após sair da rodovia até atingir a velocidade de segurança do ramo. O comprimento disponível para desaceleração é medido a partir do ponto do bordo direito do *tape*r, situado a 3,60 m do bordo da faixa da rodovia, até o ponto inicial da curva do ramo de saída. A velocidade final a ser atingida com a desaceleração poderá ser nula, quando se prevê a parada obrigatória em algum terminal, caso de uma interconexão em diamante. Comprimentos mínimos para várias combinações de velocidades de projeto da rodovia e dos ramos de saída são dados na Tabela 79. Ajustamentos em função do greide são fornecidos na Tabela 49.

A área do nariz do ramo deve ser toda pavimentada para servir para manobra e eventual recuperação, e as trajetórias a seguir devem ser claramente delineadas com marcas no pavimento.

b) Saída "tipo paralelo"

Saídas do *tipo paralelo* começam normalmente com um taper, seguido de uma faixa adicional paralela à rodovia (Figura 79C). Este tipo de terminal indica de maneira muito evidente para os motoristas a existência de uma saída. A operação é tanto melhor quanto mais cedo os motoristas entrarem na faixa auxiliar, já que as velocidades serão reduzidas fora das faixas de tráfego direto. Motoristas que não abandonam a rodovia bem antes do nariz do ramo de saída executarão manobras mais bruscas em curvas reversas, muitas vezes precedidas por desaceleração dentro da própria rodovia. Em locais onde tanto a rodovia como o ramo de saída apresentam volumes elevados, a faixa auxiliar funciona parcialmente como reforço de capacidade para a rodovia.

O comprimento do *trecho efetivo de desaceleração* é medido a partir do início do trecho de largura constante (3,60 m na maioria dos casos), até o início do ramo de saída. Quando o ramo é em curva, é desejável que se tenha uma curva de transição ao fim da faixa de desaceleração. Pode ser usada uma curva composta iniciando com um arco de raio de 300 m ou mais. Uma curva de transição é também vantajosa se o ramo de saída é quase reto. A curva de transição pode ser em parte ou totalmente considerada na determinação do comprimento de desaceleração. Os comprimentos mínimos recomendados são fornecidos na Tabela 79 e os ajustamentos em função do greide na Tabela 49. As faixas mais longas induzem um melhor uso. Desejavelmente os comprimentos devem ter pelo menos 240 m.

A parte em taper deve atender os valores da Tabela 47, correspondentes à relação 15:1 ou 25:1 (longitudinal:transversal) para o intervalo de velocidades de 60 a 110 km/h. Um taper longo induz ao maior uso da faixa de desaceleração pelos veículos que desejam sair da rodovia. Por outro

lado, também conduz ao uso indevido pelos veículos que seguirão em frente. Um taper curto dá uma indicação mais clara da função da faixa adicional de desaceleração.

Tabela 77 – Comprimento do trecho efetivo de aceleração – La (m)

Velocidade diretriz (km/h)	Velocidade média-Vm (km/h)	Velocidade de segurança da curva de entrada – Vs (km/h)							
		0	20	30	40	50	60	70	80
60	54	80	65	55	40	-	-	-	-
70	62	120	105	90	75	55	-	-	-
80	71	160	145	135	120	95	60	-	-
90	79	210	200	180	165	140	100	65	-
100	86	280	260	245	230	205	165	90	70
110	92	345	330	315	300	275	235	160	100
120	98	440	425	415	395	370	330	260	200

i) O comprimento mínimo da faixa de aceleração será sempre o do taper.
ii) Vm = Velocidade média da rodovia em pista molhada.
iii) V'm = Vm – 10 = Velocidade de chegada na rodovia.

Tabela 78 – Comprimento do percurso aguardando intervalo no fluxo (Lg)

Raio do nariz (r) (m)	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
Percurso (Lg) (m)	90	100	115	125	140	150

Tabela 79 - Comprimento do trecho efetivo de desaceleração – La (m)

Velocidade diretriz (km/h)	Velocidade média-Vm (km/h)	Velocidade de segurança da curva de saída - Vs (km/h)							
		0	20	30	40	50	60	70	80
60	54	95	90	80	65	55	-	-	-
70	62	110	105	95	85	70	60	-	-
80	71	130	125	115	100	90	80	70	-
90	79	145	140	135	120	110	100	90	80
100	86	170	165	155	145	165	120	100	85
110	92	180	180	170	160	150	140	120	105
120	98	200	195	185	175	170	155	140	120

Obs: Vm = Velocidade média da rodovia em pista molhada

9.5.10.3 Terminais de entrada com duas faixas

São normalmente usados para atender necessidades de capacidade ou para atender a conexões de duas rodovias de maior importância, ou ainda para manter equilíbrio de faixas.

Se uma entrada com duas faixas é precedida por uma saída com duas faixas, provavelmente não há necessidade de aumentar o número de faixas da rodovia por razões de capacidade. Nesse caso, a faixa adicional resultante da entrada com duas faixas é considerada uma faixa auxiliar e deve ser dispensada, de preferência, após 750 m da entrada.

A Figura 178 apresenta dois terminais de duas faixas em que uma faixa foi adicionada à rodovia. O número de faixas da rodovia tem pouco ou nenhum efeito no projeto do terminal. A Figura 178A apresenta uma entrada *tipo taper* e a Figura 178B uma entrada *tipo paralelo*.

A configuração básica de uma entrada de duas faixas *tipo taper*, como indicado na Figura 178A, é a mesma que no caso de uma faixa, conforme descrito anteriormente, com uma segunda faixa acrescentada do lado direito (faixa auxiliar). A Tabela 77 indica os comprimentos mínimos dos *trechos efetivos de aceleração* (L_a) nos ramos de entrada. Os comprimentos dos *trechos de percurso aguardando intervalo no fluxo* (L_g) têm também que ser respeitados. Os comprimentos devem ser ajustados em função dos greides envolvidos, como indicado na Tabela 49. Assim como no caso de entrada com uma faixa, é desejável que no ponto em que o veículo começa a entrar na faixa da direita da rodovia (ponto em que inicia realmente o taper – fim de L_a e L_g), já se tenha atingido a velocidade mínima exigida para entrar na rodovia.

Na entrada de duas faixas *tipo paralelo*, como indicado na Figura 178B, a faixa da esquerda do ramo continua na rodovia como uma faixa adicional. A faixa da direita do ramo continua como mais uma faixa paralela por mais 90 a 150 m e termina por um taper com pelo menos 90 m. O comprimento da faixa da direita deve ser suficiente para acomodar os comprimentos L_a e L_g.

Os fatores mais importantes na determinação do comprimento adequado são os volumes de tráfego no ramo de entrada e na rodovia. Quando o volume de uma entrada de duas faixas (tipo taper ou paralelo) exceder a capacidade de uma faixa de tráfego direto, como especificado no HCM, sugere-se que o valor de Lg seja de pelo menos 300 m, para proporcionar tempo e distância suficientes para que os veículos da faixa da esquerda do ramo passem para a rodovia, abrindo espaço e dando oportunidade para que os veículos da faixa da direita do ramo passem para a faixa da esquerda. Pelo mesmo motivo, após o término da faixa da esquerda do ramo

torna-se necessário manter a faixa auxiliar remanescente durante pelo menos 300 m, e só então iniciar o taper para voltar às condições da rodovia principal.

É importante que haja uniformidade na adoção do tipo de solução. Em uma mesma rodovia (ou região) não se recomenda usar ora tipo taper, ora tipo paralelo. As duas soluções são boas, mas não misturadas.

9.5.10.4 Terminais de saída com duas faixas

Quando o volume de tráfego saindo da rodovia exceder a capacidade de uma faixa, deve-se adotar um terminal de duas faixas. Para atender ao balanceamento de faixas e não reduzir o número básico de faixas de tráfego direto deve-se acrescentar uma faixa auxiliar antes de iniciar o terminal de saída. Esta faixa deve ter preferivelmente 450 m de extensão, para que tenha a capacidade plena de uma saída de duas faixas. A Figura 179 apresenta exemplos de projetos para os tipos taper e paralelo.

Quando o número básico de faixas tiver que ser reduzido após a saída de duas faixas, o número básico de faixas deve ser mantido no ramo após o terminal e só então deve ser iniciada a redução do número de faixas, da forma usual.

No *tipo paralelo* de saída de duas faixas, a operação é diferente da que ocorre no *tipo taper*. O tráfego da faixa externa da rodovia tem que mudar de faixa para sair. De fato, um motorista que deseja sair da rodovia tem que trocar de faixa duas vezes para a direita para chegar à faixa da direita do ramo de saída. Desta forma, um número considerável de mudanças de faixa é necessário para que a saída funcione com eficiência. Esta operação é efetuada sobre um comprimento substancial da rodovia, dependendo em parte do volume total de tráfego da rodovia e especialmente do volume que usa o terminal de saída. Desejavelmente, o comprimento total desde o início do primeiro taper até o ponto em que a faixa do terminal de saída se afasta da faixa externa da rodovia deve variar de 750 m para volumes até 1.500 vph a 1.000 m para volumes de 3.000 vph.

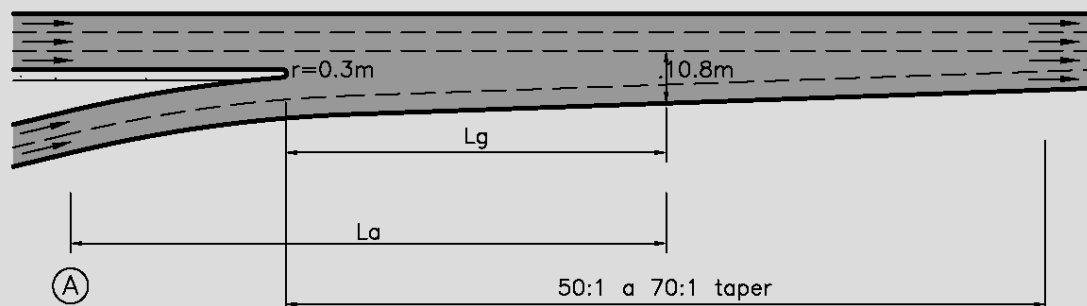
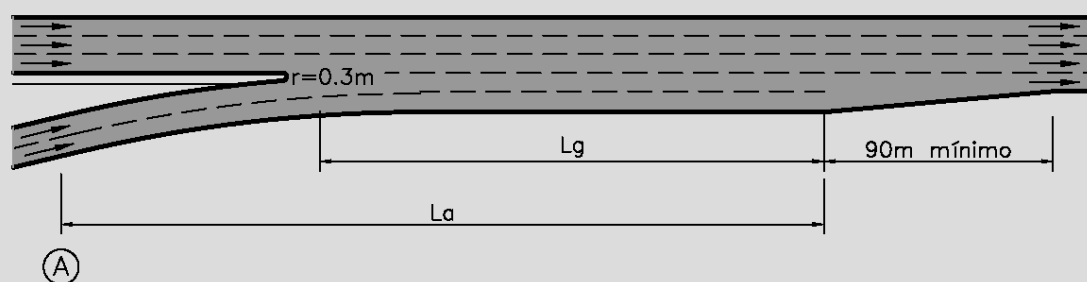



Figura 178 – Terminais de entrada com duas faixas

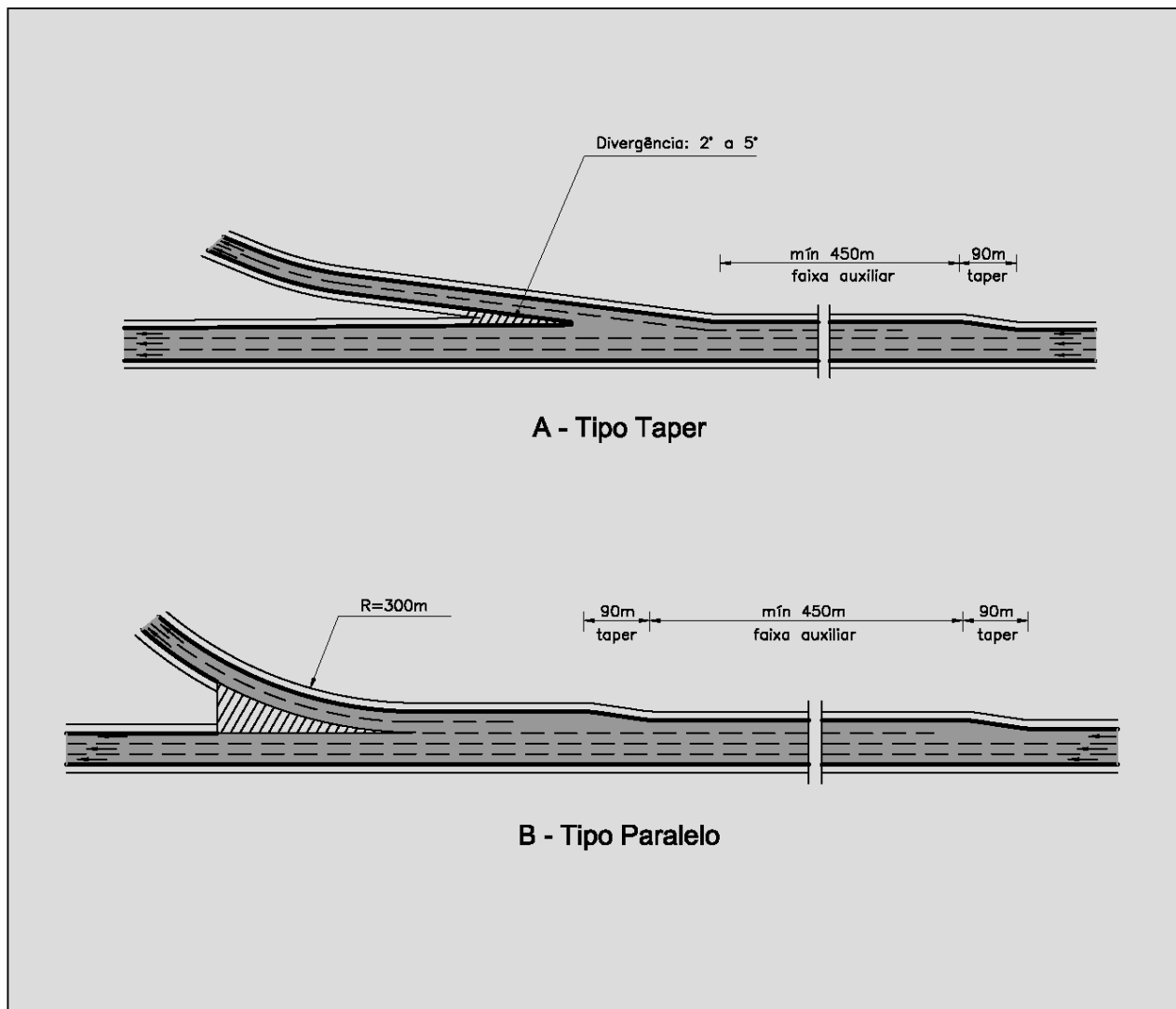



Figura 179 – Terminais de saída com duas faixas

Apêndice

APÊNDICE A

PROJETOS DE GOTAS EM RODOVIAS SECUNDÁRIAS

1 DIRETRIZES DE PROJETO

As ilhas divisórias separadoras de tráfego têm normalmente funções distintas em áreas rurais e urbanas. Por essa razão suas formas devem ser diferentes. Na rodovia principal, por razões de segurança, não se deve projetá-las sem garantia de boa visibilidade noturna (pintura termoplástica, tachões, tachas e placas refletoras ou mesmo iluminação). A Figura 180 mostra diferentes tipos de ilhas divisórias para áreas rurais e urbanas:

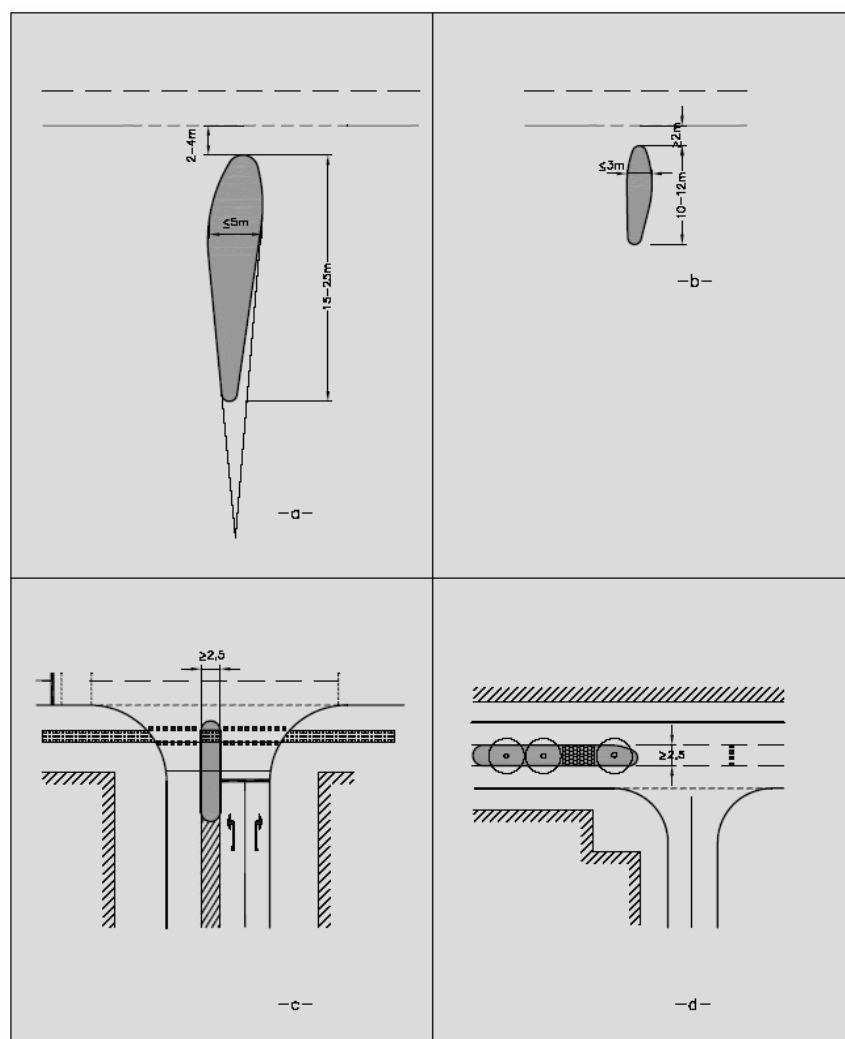



Figura 180 – Tipos de ilhas divisórias

- Grande ilha divisória em forma de gota na rodovia secundária de uma interseção rural (Figura 180A).
- Pequena ilha divisória em forma de gota na rodovia secundária de uma interseção rural (Figura 180B).
- Ilha divisória para proteção da travessia de pedestres em zona urbana (Figura 180C).
- Ilha divisória na via principal para proteção da travessia de pedestres em zona urbana (Figura 180D).

Se em uma interseção os giros à esquerda saindo ou entrando em uma via são simultâneos, as trajetórias dos veículos não devem se interceptar (Figura 181). O dimensionamento das gotas e seu posicionamento dependem do veículo de projeto, do ângulo entre as vias, das larguras das faixas de tráfego, das distâncias entre os eixos das gotas e das distâncias das suas extremidades aos bordos das vias. Deve-se projetá-las com a ajuda de gabaritos dos veículos de projeto (ver Figuras 93 e 94).

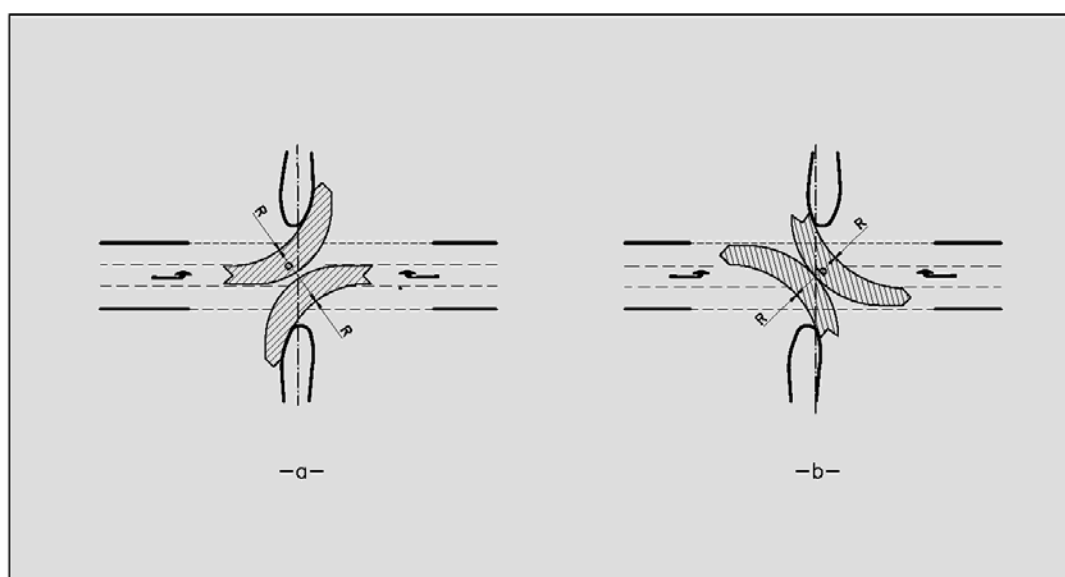



Figura 181 – Giros simultâneos dos veículos junto às gotas

Em cruzamentos sem sinalização luminosa a possibilidade de efetuar giros de *saída* simultâneos à esquerda (Figura 181A) é mais importante que a possibilidade de efetuar giros de *entrada* simultâneos à esquerda (Figura 181B). Quando se tem sinalização luminosa entretanto, para atender à menor facilidade de manobra dos veículos de carga, geralmente é mais vantajoso facilitar os movimentos simultâneos de *entrada* à esquerda.

Como regra geral, nas interseções em áreas rurais devem ser usadas ilhas divisórias do tipo gota nas rodovias secundárias, para avisar os veículos da obrigação de dar preferência à rodovia principal. Pode-se dispensá-las em acessos com pouco volume de tráfego, se as interseções forem facilmente identificáveis e bem caracterizada a condição de principal da rodovia transversal, por exemplo, pela presença de árvores elevadas acompanhando a rodovia.

Pode-se também dispensar as gotas se o tráfego da rodovia transversal é lento e puramente local, ou se a largura da pista não ultrapassar 4,50 m e o volume de pico não for superior a 20 veículos/hora. Nesse caso, deve-se prever pavimentos contrastantes nas duas rodovias.

As gotas devem constituir um obstáculo ótico para o motorista. Para tanto, deve-se estendê-las no sentido do motorista que se aproxima pela via secundária, reduzindo linearmente a sua largura até um valor mínimo e continuando a redução com pintura de faixas. O motorista tem uma visão de estreitamento da faixa, que o leva a reduzir a velocidade e o prepara para a chegada ao cruzamento.

Para tráfego mais elevado pode-se combinar o emprego de faixas de giro à direita formando ilhas triangulares, com gotas de maiores dimensões. Caso não se precise usar ilhas canalizadoras triangulares, geralmente gotas de pequenas dimensões são suficientes.

Em alguns casos é necessário alongar as gotas, para que sejam avistadas pelos motoristas e "anunciem" a interseção adiante (Figura 182).

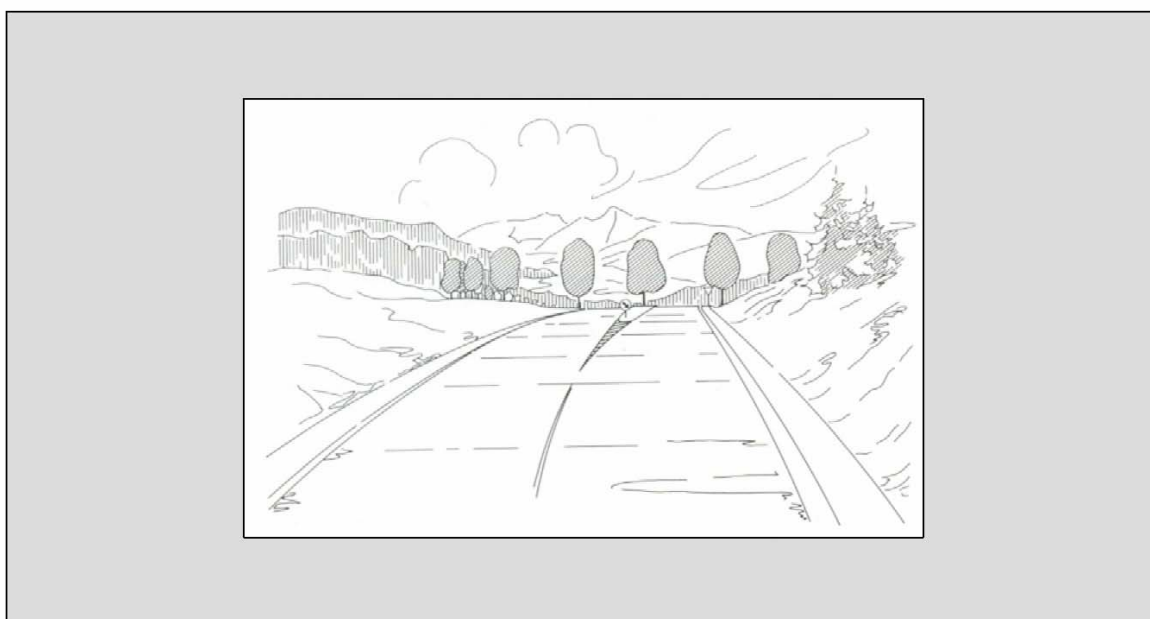



Figura 182 – Visibilidade das gotas

Quando o eixo da rodovia secundária atinge a interseção com uma curva à direita, deve-se possibilitar a visibilidade do tráfego da rodovia principal a partir da secundária da forma como é indicada na Figura 183, ou seja :

- Se o arco da rodovia secundária tem raio grande, traça-se a tangente comum ao eixo da faixa ao lado direito da gota e ao bordo direito do acesso proveniente da rodovia principal. Essa tangente deve cortar a gota (Figura 183A).
- Se o raio é menor e não se estende além da gota, o prolongamento do eixo do trecho em tangente da rodovia secundária deve tocar a gota (Figura 183B).

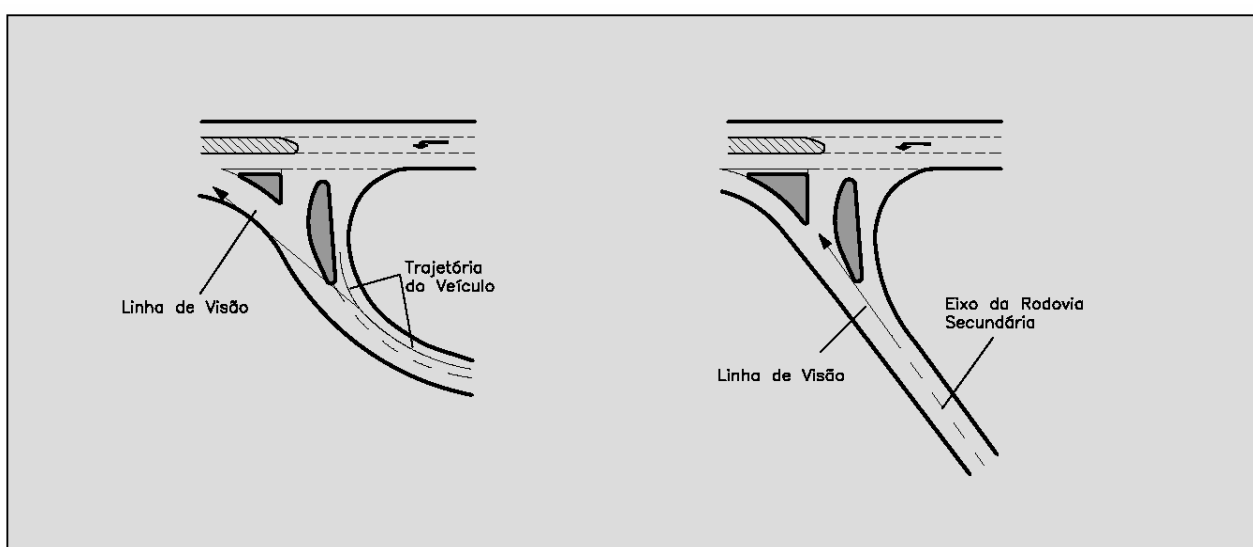



Figura 183 – Posicionamento das gotas em curva

Se um alongamento da gota não puder eliminar a possibilidade de ser ultrapassada erroneamente pela esquerda, então a pintura do eixo central deve indicar proibição de ultrapassagem em uma extensão adequada. Conjuntamente deve-se utilizar sinal de proibição de ultrapassagem.

Se na região da interseção, devido a um greide forte da rodovia principal, houver dificuldade de eliminar uma grande superelevação negativa que surge em um giro à esquerda proveniente da rodovia principal, pode-se com o emprego de uma gota mais larga e mais longa, conseguir a redução gradual da inclinação transversal (Figura 184).

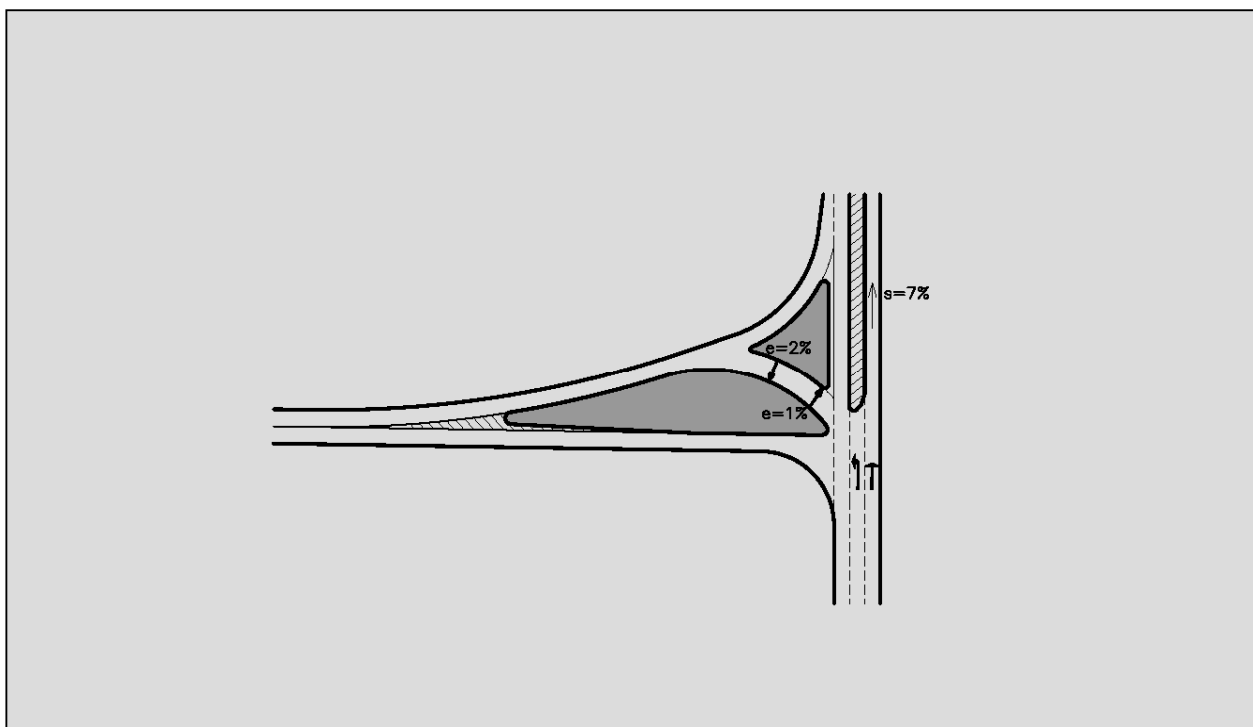



Figura 184 – Projeto de gota em local de greide acentuado

2 PROJETO HORIZONTAL

Recomendam-se os seguintes processos de construção, que deverão ser adequados às características geométrcas das vias que se interceptam e aos veículos de projeto considerados. Devem ser sempre utilizados os gabaritos dos veículos.

2.1 Gotas Pequenas

a) Interseções com ângulos de α = 70º a 110º (Figura 185)

1 – Traçar o eixo da rodovia secundária da interseção.

2 – Marcar o ponto do eixo secundário situado a 10 m do bordo mais próximo da rodovia principal.

3 – A partir do ponto marcado traçar o eixo da gota, formando ângulo de 5 a 6º com o eixo secundário.

4 – Traçar duas linhas paralelas ao eixo da gota, 1,50 m para cada lado do eixo.

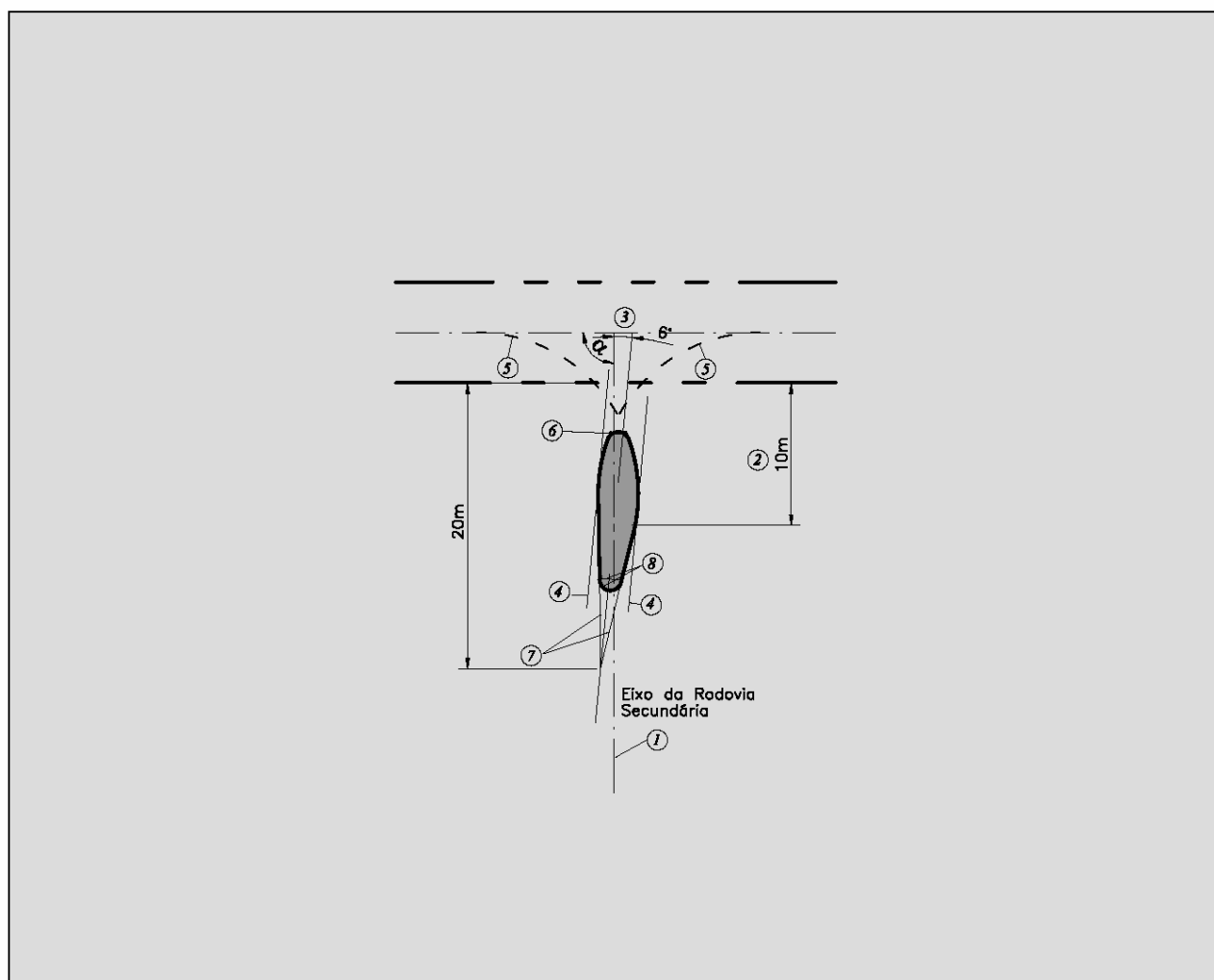



Figura 185 – Interseções com ângulos de α = 70º à 110º

5 – Construir os bordos internos das faixas de giro à esquerda, com raio R = 12 m. Cada arco deverá ser tangente ao eixo (ou bordo da faixa de giro) da via principal e a uma das paralelas ao eixo da gota. Para α < 90º o raio deve ser reduzido até 8 m, para se obter a forma adequada da gota.

6 – Arredondar a extremidade superior da gota entre os arcos determinados em 5 com um arco de raio R = 0,75 m.

7 – Marcar um ponto do prolongamento do eixo da gota a 20 m do bordo da rodovia principal. Traçar duas retas passando por este ponto e tangentes aos arcos dos bordos internos dos giros à esquerda (operação 5).

8 – Arredondar a extremidade inferior da gota entre as retas determinadas em 7 com um arco de raio R = 0,75 m.

9 – Marcar a linha limite direita da pintura de aproximação da gota, traçando a partir de um ponto do eixo da rodovia secundária uma tangente à gota. A linha limite esquerda deve ser desenhada de modo a garantir continuidade com a face esquerda da gota, usando uma reta ou um combinação de reta com curva circular.

b) Interseções com ângulos α < 70º (Figura)

1 – Por meio de uma curva com raio R ≥ 50m tornar o eixo da rodovia secundária. perpendicular ao bordo mais próximo da rodovia principal

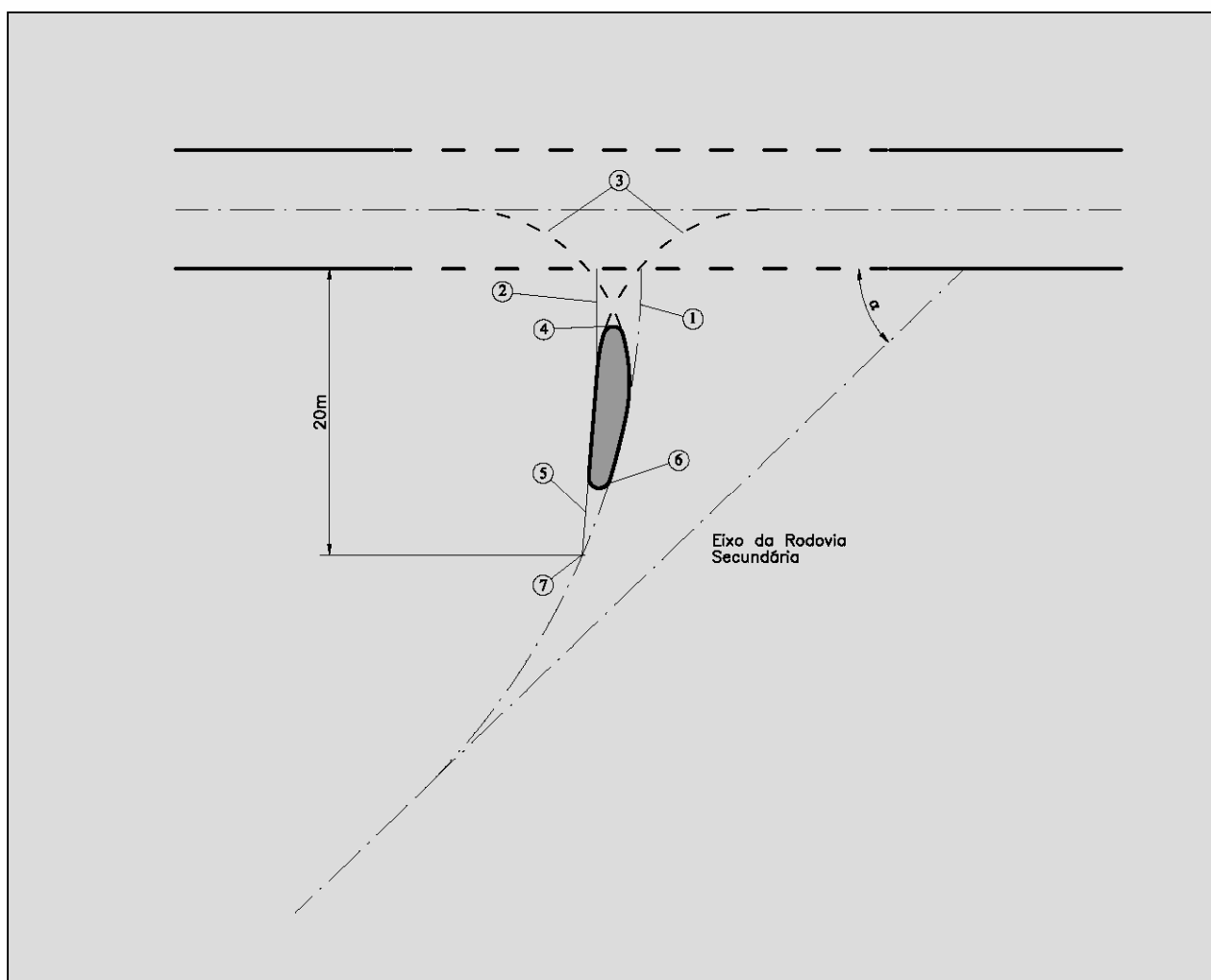



Figura 186 – Interseções com ângulos α < 70º

2 – Desenhar uma reta perpendicular ao eixo da rodovia principal, 3 m à esquerda do ponto de interseção do bordo da rodovia principal com o novo eixo da rodovia secundária.

3 – Construir os bordos internos das faixas de giro à esquerda de/e para a rodovia principal usando arcos com raio R = 12 m. Os arcos serão tangentes ao eixo (ou bordo da faixa de giro) da rodovia principal. O arco de giro para a rodovia principal será tangente ao novo eixo secundário determinado em 1. O arco de giro a partir da rodovia principal será tangente à perpendicular à rodovia principal determinada em 2.

4 – Arredondar a extremidade superior da gota entre os arcos determinados em 3 com uma curva de raio R = 0,75 m.

5 – Desenhar uma reta tangente ao bordo interno da faixa de giro à esquerda da rodovia principal, a partir de um ponto da nova posição do eixo da rodovia secundária situado a 20 m do bordo da rodovia principal.

6 – Entre a reta obtida em 5 e o eixo da rodovia secundária traçar o semicírculo com raio R = 0,75 m, para formar a extremidade inferior da gota.

c) Interseções com ângulos α < 110º (Figura 187)

O procedimento de projeto é semelhante ao descrito para as interseções com ângulos a < 70º. Deve-se, contudo, verificar com cuidado a orientação ótica.

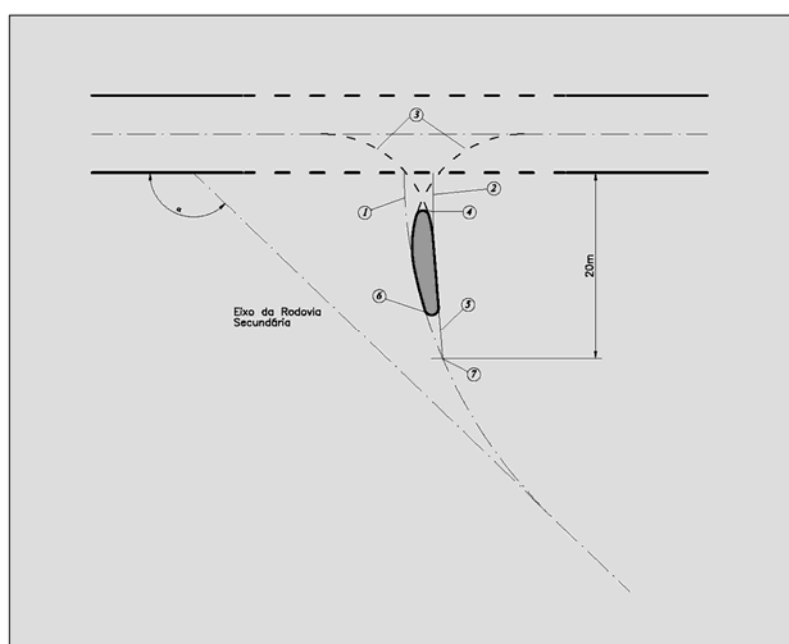



Figura 187 - Interseções com ângulos α <110º

2.2 Gotas Grandes

a) Interseções com ângulos de α = 70º a 110º (Figura 188)

1 – Determinar a interseção do bordo da rodovia principal com o eixo da rodovia secundária.

2 – Construir uma paralela ao eixo da rodovia secundária, à sua direita, a uma distância obtida na Figura 1892.

3 – Construir o bordo interno da faixa de giro à esquerda para a rodovia principal com o raio Ri. Este arco é tangente à paralela ao eixo secundário obtida em 2 e determinará a linha de concordância na rodovia principal. O raio Ri a ser empregado é obtido na Figura 190 em função da largura da rodovia principal, inclusive as faixas de bordo.

4 – Desenhar um arco com raio 2 m maior que Ri, e de mesmo centro.

5 – Desenhar a reta que une o centro de Ri à interseção do arco obtido em 4 com o bordo da rodovia principal. Marcar o ponto de interseção dessa reta com a curva obtida em 3.

6 – Construir um arco com o mesmo raio Ri já determinado, passando pelo ponto de interseção obtido em 5 e tangente ao bordo esquerdo da faixa central da rodovia principal. Este arco e o bordo interno da faixa com 2 m formam uma parte do extremo superior da gota. O raio Ri deve ser alterado, se a largura da gota resultante for menor que 1,50 m ou maior que 5,00 m.

7 – Arredondar a extremidade superior da gota com raio R ≥ 0,75 m, de modo que a distância do extremo superior da gota fique pelo menos a 2 m do bordo da rodovia principal e no máximo a 4 m do mesmo.

8 – Desenhar a partir de um ponto do eixo secundário situado a 40 m do bordo da rodovia principal duas tangentes às curvas de giro à esquerda, de/e para a rodovia principal.

9 – Entre estas retas determinar o local com largura de 2,50 m, perpendicularmente ao eixo secundário. Marcar então a partir da direita 1,0 m e deste ponto traçar uma tangente à curva de giro à esquerda para a rodovia principal. O trecho que sobra com 1,50 m será o diâmetro de um semicírculo que fechará a extremidade inferior da gota.

10 – A parte da área compreendida entre as retas e a gota será pintada como área de segurança.

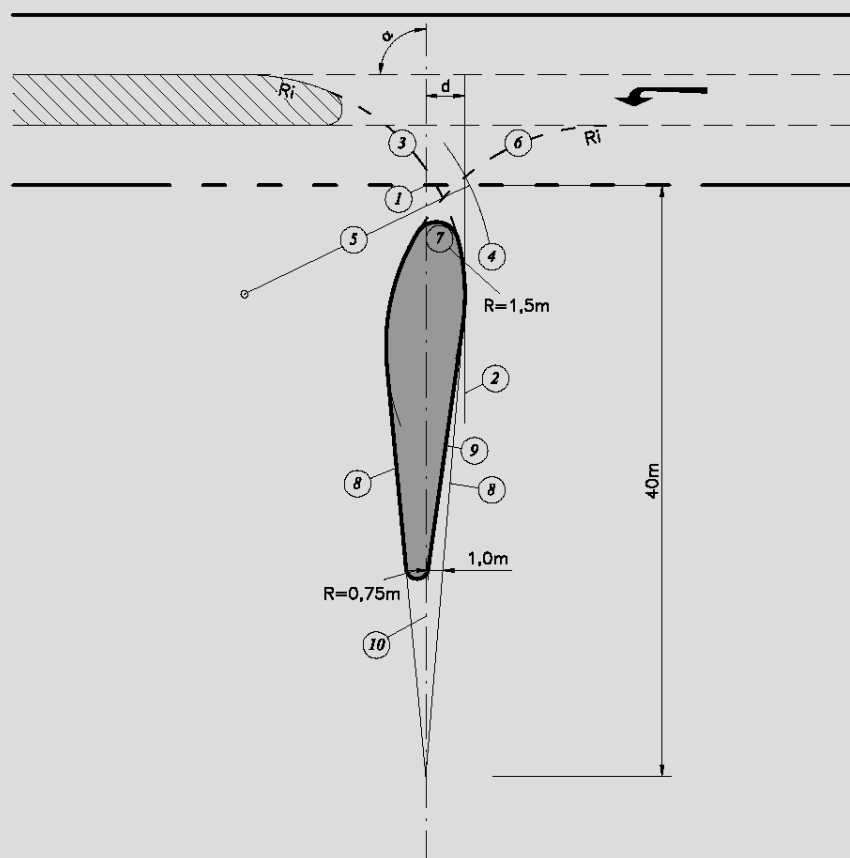



Figura 188 - Interseções com ângulos α = 70º a 110º

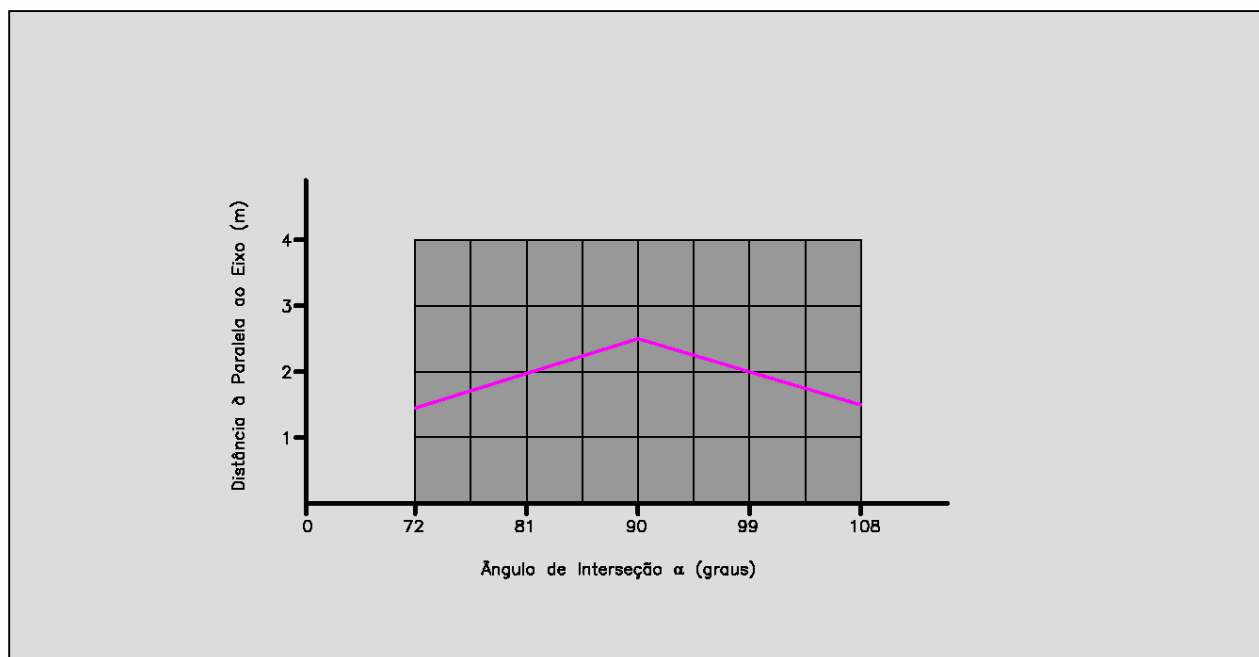



Figura 189 – Distância à paralela ao eixo da rodovia secundária

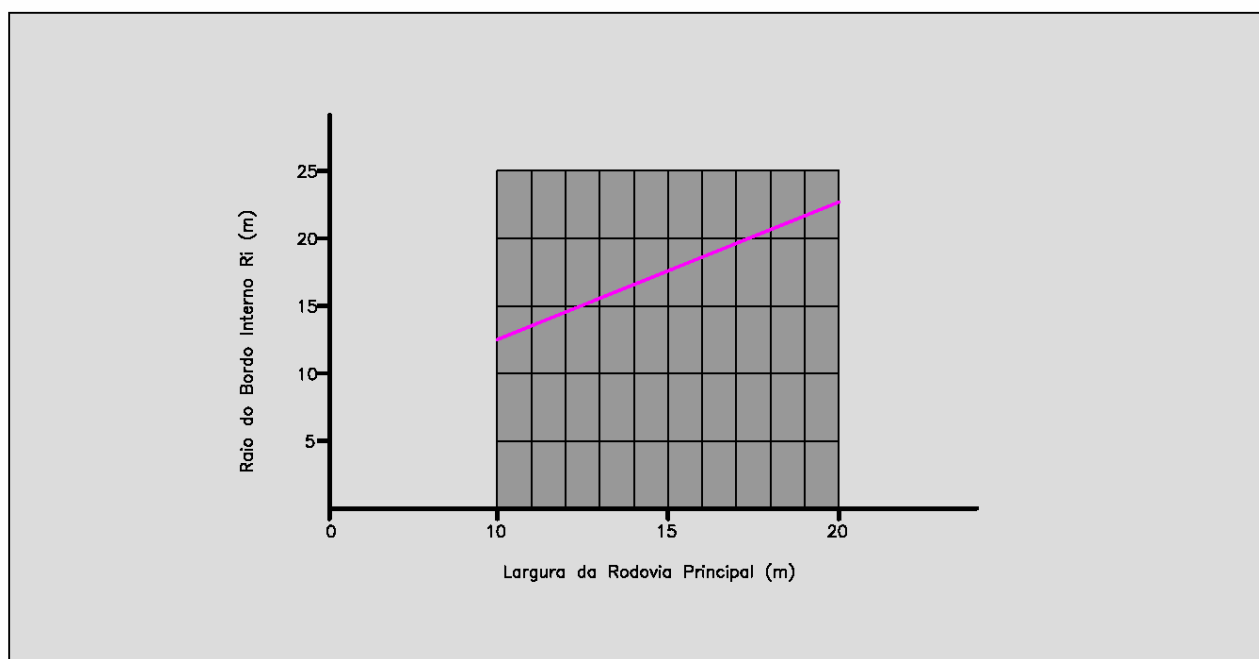



Figura 190 – Raio do bordo interno para os giros à esquerda

b) Interseções com ângulos α < 70º (Figura 191)

1 – Determinar o eixo secundário com uma curva de raio R ≥ 50 m, perpendicular ao bordo da rodovia principal. No caso de cruzamento deve-se fazer com que as gotas fiquem de frente uma da outra.

2 – Construir o bordo da faixa de giro à esquerda para a rodovia principal com raio Ri, de acordo com a Figura 190. Este arco será tangente à curva do eixo secundário e a uma paralela ao eixo da rodovia principal.

3 – Aplicar as operações 4 a 7 do item 2.1 (a).

4 – A gota deverá ter o comprimento da ordem de 25 m. A parte inferior da gota deverá ficar 1,00 m afastada do eixo secundário e ser arredondada com arco de raio R = 0,75 m.

5 – Desenhar duas retas tangentes à parte arredondada de trás da gota, uma delas tangente ao bordo da faixa de giro à esquerda determinada em 2 e a outra tangente ao arco de giro à esquerda determinado em 3.

6 – Construir um arco tangente à reta do lado esquerdo da gota e ao eixo da rodovia secundária, de modo que o ponto de tangência na rodovia secundária fique cerca de 15 m de distância da parte inferior da gota. A área entre o eixo secundário e este último arco, excluída a área da gota, será marcada como de transposição proibida.

c) Interseções com ângulos α > 110º (Figura 192)

1 – Determinar o eixo secundário com uma curva de raio R ≥ 50 m, perpendicular ao bordo da rodovia principal. No caso de cruzamento deve-se fazer com que as gotas fiquem de frente uma da outra.

2 – Desenhar uma reta perpendicular ao eixo da rodovia principal à distância de 2,50 m à direita do ponto em que o eixo secundário modificado intercepta o bordo da rodovia principal.

3 – Construir o bordo lateral esquerdo da faixa de giro à esquerda saindo da rodovia principal com um raio Ri obtido na Figura 190. Este arco é tangente à reta construída em 2 e ao bordo esquerdo da faixa de giro à esquerda saindo da rodovia principal.

4 – Construir o bordo lateral esquerdo da faixa de giro à esquerda indo para a rodovia principal, de modo a atender as condições da faixa de 2 m já descrita no item 2.1(a), obedecendo a seguinte seqüência:

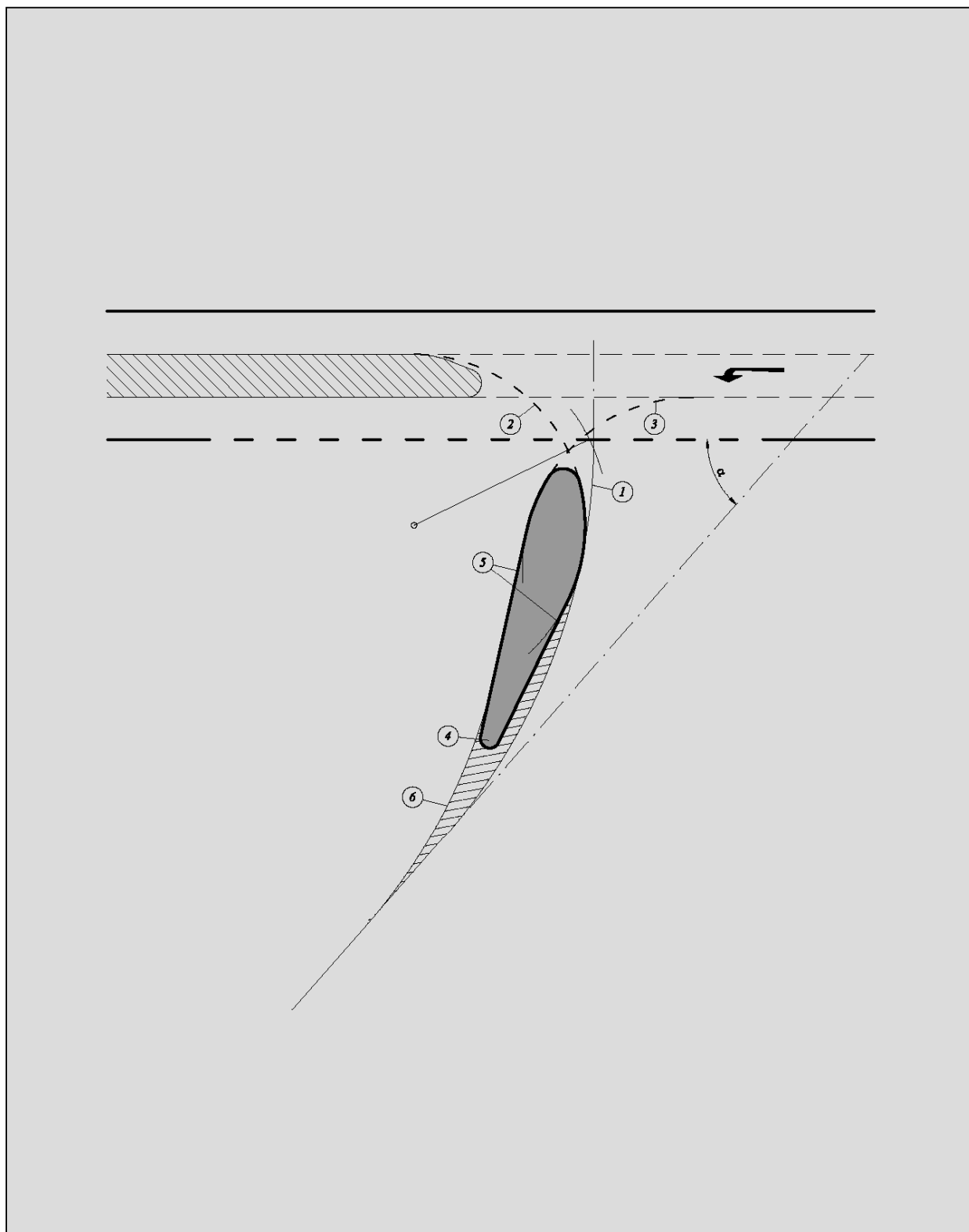



Figura 191 - Interseções com ângulos α < 70º

- Escolhe-se um raio para o arco próximo do raio R_i , por exemplo, se R_i =12,5 adota-se R_j = 14;
- Desenha-se um conjunto de dois círculos concêntricos, com raios R_j e R_j + 2 e marca-se o centro A desses círculos;
- Traça-se uma paralela ao eixo da rodovia principal à distância R_j do bordo esquerdo da faixa de inserção do veículo que gira à esquerda para a rodovia principal;
- Desliza-se o centro A do círculo ao longo da paralela traçada até atingir uma posição que se considere adequada para a faixa de 2 m da sua periferia, que representa aproximadamente a trajetória de um veículo girando à esquerda para a rodovia principal. Nessa posição escolhida marcam-se as posições dos pontos B e C, em que C é a interseção do arco com o bordo da rodovia principal, e B é a interseção com o arco interno da reta que liga C ao centro A;
- Traça-se o arco com centro A e raio R_j , que é o bordo desejado.

5 – Arredondar o extremo superior da gota com o raio R ≥ 0,75 m, de modo que a distância da extremidade superior da gota ao bordo da rodovia fique situada entre 2 m e 4 m.

6 – Construir um arco com raio R = 30 m, tangente ao eixo da rodovia secundária e ao bordo lateral esquerdo da faixa de giro à esquerda saindo da rodovia principal.

7 – Arredondar a extremidade inferior da gota com um arco de raio R = 0,75 m. A gota deverá ter um comprimento da ordem de 25 m.

8 – Traçar uma reta tangente ao bordo interno da faixa de 2 m e à curva de arredondamento da parte inferior da gota.

9 – Traçar um arco tangente ao eixo da rodovia secundária e à reta definida em 8, de modo a criar uma área de transposição proibida cerca de 15 m antes da gota.

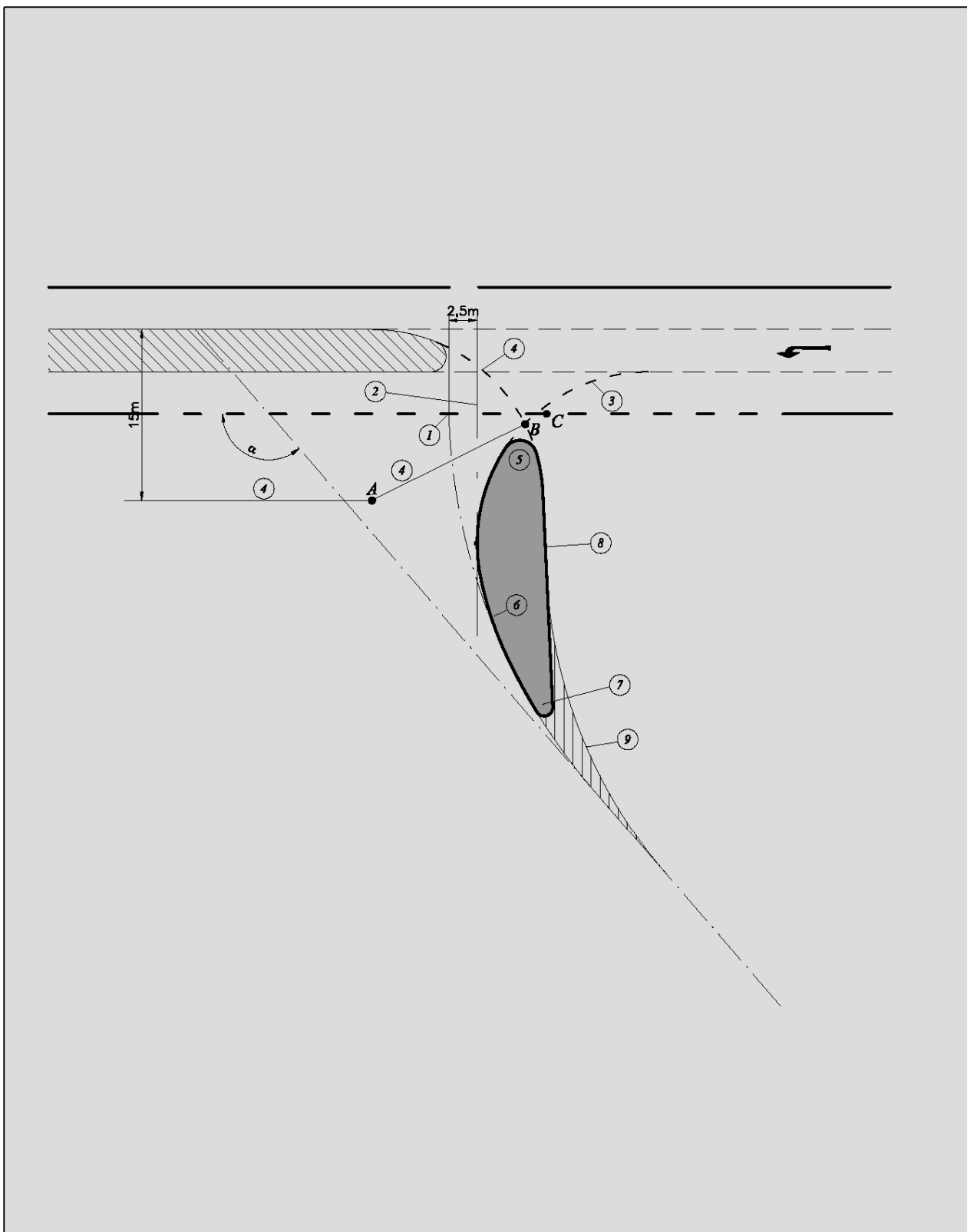



Figura 192 - Interseções com ângulos α >110º

3 PROJETO VERTICAL

A visão geral da interseção, a compreensão do seu funcionamento e as condições de visibilidade são melhores quando as vias se interceptam em uma área côncava. Não se deve projetar uma interseção em que as vias se situem em uma área convexa.

Qunado não se pode evitar que uma das vias esteja em curva vertical convexa, deve-se adotar medidas indiretas para fornecer uma noção do aspecto geral da interseção nessa área. Curvas de giro à direita com início antecipado, canteiros separadores de faixas, ou plantação de árvores altas flanqueando os bordos da rodovia interceptada podem ser usados.

Em rodovias com velocidades elevadas em áreas rurais o greide da rodovia principal na interseção não deve ultrapassar 4%, para não criar superelevação negativa nas manobras de giro à esquerda ou à direita a partir da rodovia principal. Em alguns casos pode ser vantajoso adotar o modelo da Figura 183.

O greide da rodovia secundária, nos 20 m que precedem e sucedem o bordo da rodovia principal, não deve apresentar valores elevados, para não prejudicar a visão geral da interseção e a compreensão do seu funcionamento, nem aumentar os problemas de frenagem e aceleração. Deve-se procurar não ultrapassar o valor de 2,5% nessa declividade. Em áreas urbanas esse valor pode ser difícil de atender.

O greide da rodovia secundária pode ser compatibilizado com a inclinação trasnversal da rodovia principal de duas maneiras diferentes. Nas áreas rurais preferivelmente a concordância deve ser feita sem variações angulares descontínuas (Figura 193, Caso A). Nas áreas urbanas, a concordância geralmente incluirá descontinuidades, que em alguns casos pode ser evitada (Figura 193, Caso B).

Uma diferença algébrica maior (por exemplo 5%) deve sempre ser eliminada em interseções com sinalização luminosa, se houver veículos com velocidade elevada.

Desejavelmente, nas áreas rurais os arredondamentos devem ser feitos com pequenos arcos de parábola, em distâncias de 20 m, como indicado na Figura 193. Nas áreas urbanas os arredondamentos podem ser reduzidos até 10 m, se o tráfego for leve.

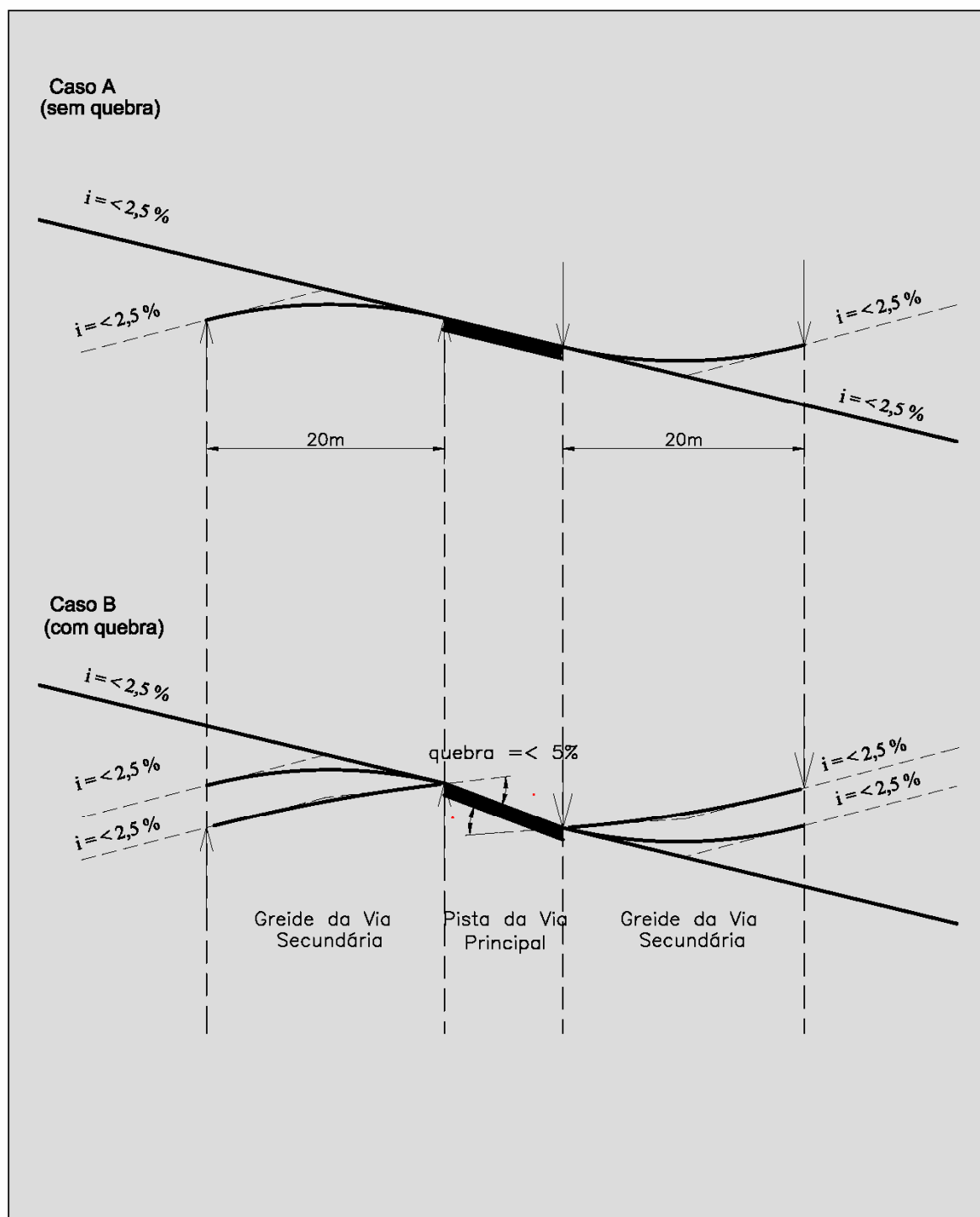



Figura 193 – Exemplos da integração dos greides das vias secundárias em áreas rurais

Quando não se dispõe de espaço para uso de concordância parabólica os perfís podem ser projetados de acordo com as recomendações do "Institute of Transportation Engineers" (Guidelines for Driveway Location and Design, ITE, Washington D.C.,1987).

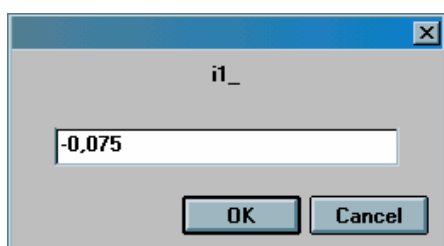
APÊNDICE B

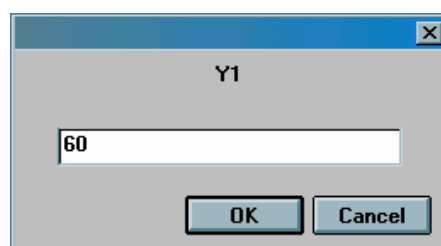
PROGRAMAS DE DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE NA CONCORDÂNCIA VERTICAL

Os programas efetuam os cálculos e desenham um gráfico de título *Distância de Visibilidade*, contendo os valores das distâncias de visibilidade correspondentes aos pontos da concordância vertical do PCV ao PTV, conforme relacionado a seguir:

- dvcvdia.wk4 – calcula a distância de visibilidade diurna de curvas compostas convexas;
- dvcvnoi.wk4 – calcula a distância de visibilidade noturna de curvas compostas convexas;
- dvccnoi.wk4 – calcula a distância de visibilidade noturna de curvas compostas côncavas;

Com a utilização dos programas feitos foram calculadas as tabelas de valores de visibilidade para os casos da pratica, a saber:

- tabcvdia.wk4 – tabela das distâncias de visibilidade diurna de curvas compostas convexas;
- tabcvnoi.wk4 – tabela das distâncias de visibilidade noturna de curvas compostas convexas;
- tabccnoi.wk4 – tabela das distâncias de visibilidade noturna de curvas compostas côncavas;

Exemplo: Determine a distância de visibilidade noturna em uma curva vertical côncava com as seguintes características:

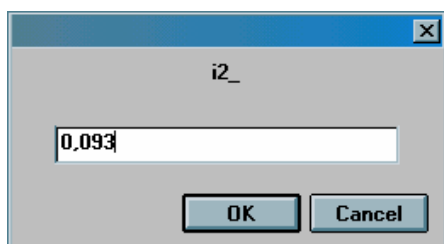
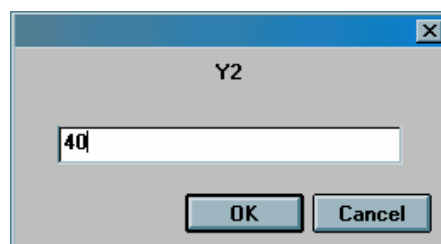
- Rampa inicial de – 7,5% e final de + 9,3%
- Parábola composta por dois segmentos sucessivos com 60 metros e 40 metros de projeção horizontal respectivamente.

1 – Abra a planilha dvccnoi.wk4 e vá para a página Orientação.

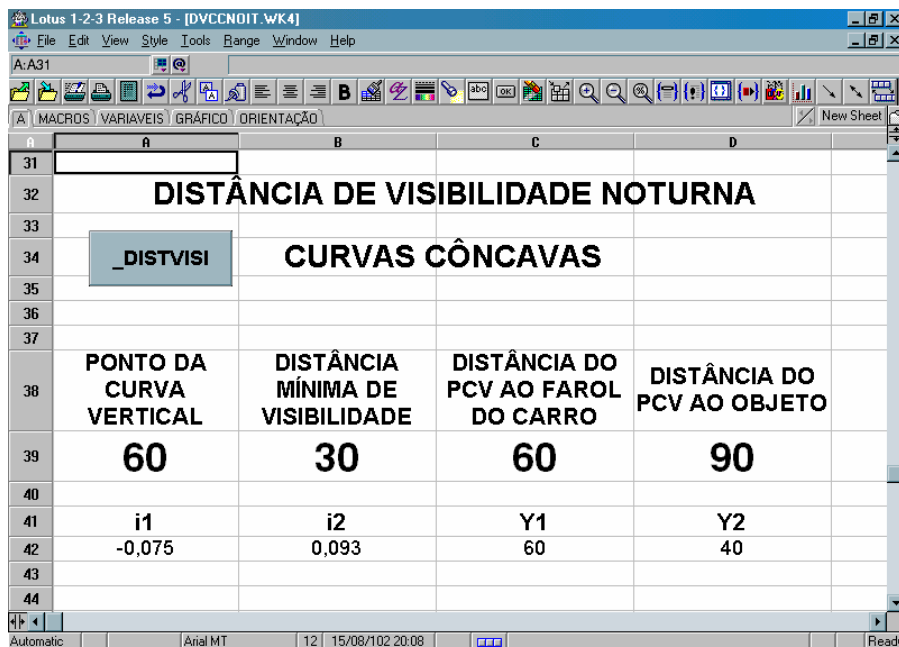
2 – Clique no botão _DISTVISI.

3 – Ao surgir um quadro solicitando o valor da Rampa Inicial i1 escreva – 0,075 (a rampa é dada em fração decimal) e clique OK.

4 – Ao surgir um quadro solicitando o valor da Rampa Final i2 escreva 0,093 e clique OK.

5 – Ao surgir um quadro solicitando o comprimento da projeção horizontal da curva de concordância inicial Y1 escreva 60 (o comprimento é dado em metros) e clique OK.

6 – Ao surgir um quadro solicitando o comprimento da projeção horizontal da curva de concordância inicial Y2 escreva 40 e clique OK.

Nas folhas que se seguem são apresentados os quadros de entrada de dados referidos no texto, o gráfico da variação da distância de visibilidade ao longo da curva vertical e a folha A da planilha, com os resultados solicitados e a indicação do ponto da curva em que se obtém o mínimo de visibilidade.

Lotus 1-2-3 Release 5 - [DVCCNOIT.WK4]
File Edit View Style Tools Range Window Help
D:A6
A MACROS VARIAVEIS GRÁFICO ORIENTAÇÃO
New Sheet
DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE
DISTÂNCIAS DE VISIBILIDADE EM METROS
500
400
300
200
100
0
0
20
40
60
80
100
METROS A PARTIR DO PCV
DIST VISIB.
Automatic
Arial MT
12
15/08/102 19:32
Ready

Lotus 1-2-3 Release 5 - [DVCCNOIT.WK4]
File Edit View Style Tools Range Window Help
A:A31
A MACROS VARIAVEIS GRÁFICO ORIENTAÇÃO
New Sheet
DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE NOTURNA
_DISTVISI
CURVAS CÔNCAVAS
PONTO DA CURVA VERTICAL
DISTÂNCIA MÍNIMA DE VISIBILIDADE
DISTÂNCIA DO PCV AO FAROL DO CARRO
DISTÂNCIA DO PCV AO OBJETO
60
30
60
90
i1
i2
Y1
Y2
-0,075
0,093
60
40
Automatic
Arial MT
12
15/08/102 20:08
Ready

APÊNDICE C

DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO DE UMA RÓTULA MODERNA

No CD que acompanha o Manual de Interseções, a planiha excell *Rótula Moderna.xls*, na folha ORIENTAÇÃO, dá as instruções para utilizar a folha PLANILHA e calcular os Níveis dos ramos de acesso a uma Rótula Moderna de até 6 ramos, pelo método constante das Normas Alemãs. A seguir são apresentadas as instruções pertinentes.

Salve esta planilha com um novo nome antes de começar a preenche-la

1 - Em PLANILHA preencha as matrizes de origem e destino para cada tipo de veículo a partir de D82 Matriz de Carros de Passeio

A matriz correspondente ao conjunto dos veículos, em UCP, é feita automaticamente a partir de D148 e é copiada a partir de D20.

2 - O conjunto de D20 a K 25 é preenchido automaticamente.

Condições geométricas complementares

3 - A coluna Nome do Acesso, a partir de B28 é preenchida manualmente.

4 - As colunas Número do Acesso e Fluxo de Tráfego já vêm preenchidas.

5 - A coluna Número de Faixas, a partir de J28 é preenchida manualmente.

6 - As nove primeiras colunas do conjunto iniciado em B40 Número do Acesso, são preenchidas automaticamente.

7 - A décima coluna, Pedestre, contém o número de pedestres que atravessa por hora a faixa de acesso correspondente e é preenchida manualmente.

Determinação da capacidade e do nível de serviço

8 - As quatro primeiras colunas são preenchidas automaticamente.

9 - A quinta coluna é preenchida manualmente da forma abaixo descrita:

Para cada acesso Zi determina-se o Fator de Pedestres fi, pelas Figuras 76 e 77.

Fator de Redução de Pedestres para Acesso e Rotatória com uma Faixa de Tráfego e Fator de Redução de Pedestres para Acesso e Rotatória com duas Faixas de Tráfego

10 - As colunas 6 a 8 são preenchidas automaticamente.

11 - A coluna Tempo Médio de Espera TMS (s) é obtida da Figura 79 e os valores lidos são introduzidos manualmente.

12 - O Nível de Serviço para cada acesso é obtido da Tabela 18, em função do TMS e os Níveis lidos são introduzidos manualmente.

13 - O Tempo Médio de Espera da Rótula surge na célula H14.

Quando não puder ser apresentado o tempo médio de espera por se ter capacidade de reserva negativa em algum acesso, tem-se Nível F para o conjunto da interseção, que deve ser introduzido manualmente.

14 - O Nível de Serviço da Rótula é obtido na Tabela 18 e é introduzido manualmente na célula K14.

APÊNDICE D

COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS NOVOS E ANTIGOS DAS NORMAS SUECAS PARA DETERMINAÇÃO DOS TIPOS DE INTERSEÇÕES

1 METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DOS TIPOS DE INTERSEÇÃO PELO MÉTODO ANTIGO

As Normas Suecas antigas apresentam um conjunto de gráficos que estabelecem uma forma prática de selecionar os tipos de solução a adotar, uniformizando os projetos em suas linhas gerais e que têm sido adotados como ponto de partida para o projeto.

Cada ponto de conflito de tráfego exige uma forma adequada de tratamento para que se tenha a melhor solução em termos de fluência e segurança. O projeto de uma interseção freqüentemente atende a diversos tipos de pontos de conflito, sendo constituído por uma combinação das soluções correspondentes a esses pontos. Para simplicidade de compreensão as referidas normas consideram os seguintes tipos de interseção, conforme figuras mostradas a seguir:

Tipo 1 - Interseção sem Ilha Divisória

Tipo 2 - Interseção com Ilha do Tipo Gota na Rodovia Secundária

Tipo 3 - Interseção com Faixa Separada para o Tráfego que Gira à Direita

Tipo 4 - Interseção com Faixa Separada para o Tráfego que Gira à Esquerda

Tipo 5 - Interseção com Separação dos Pontos de Conflito

Tipo 6 - Rótula

Tipo 7 - Interseção em Níveis Diferentes

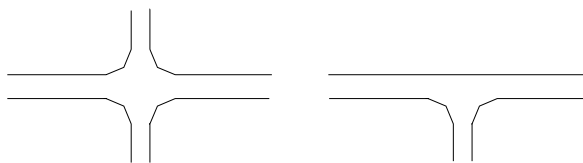
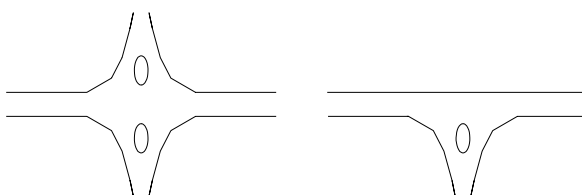
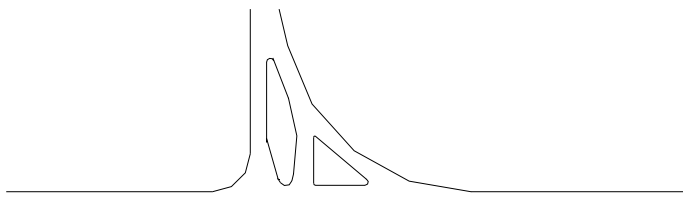
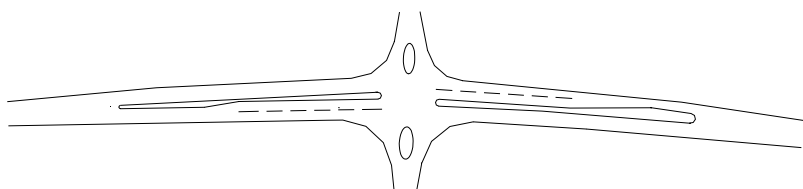
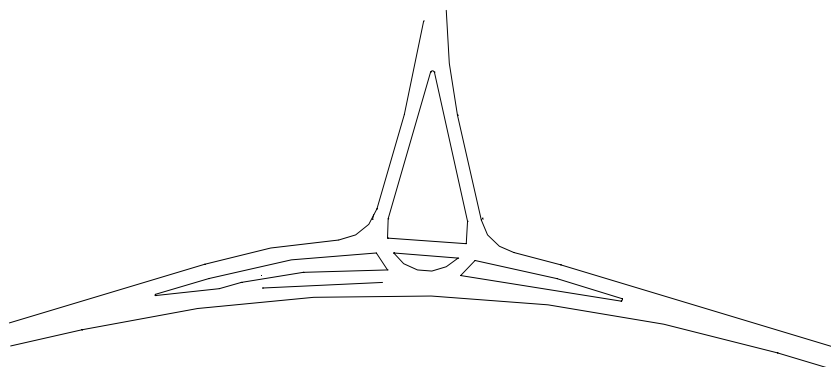
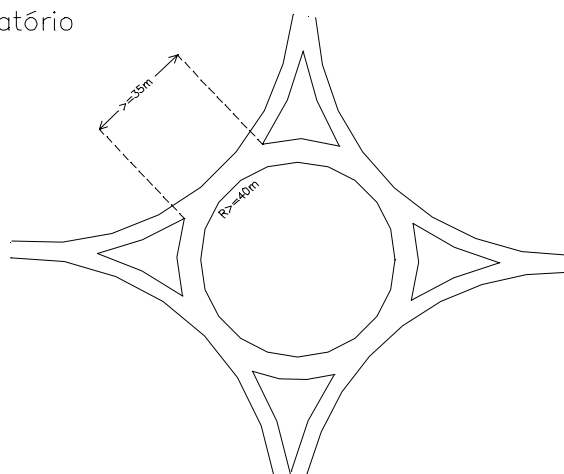
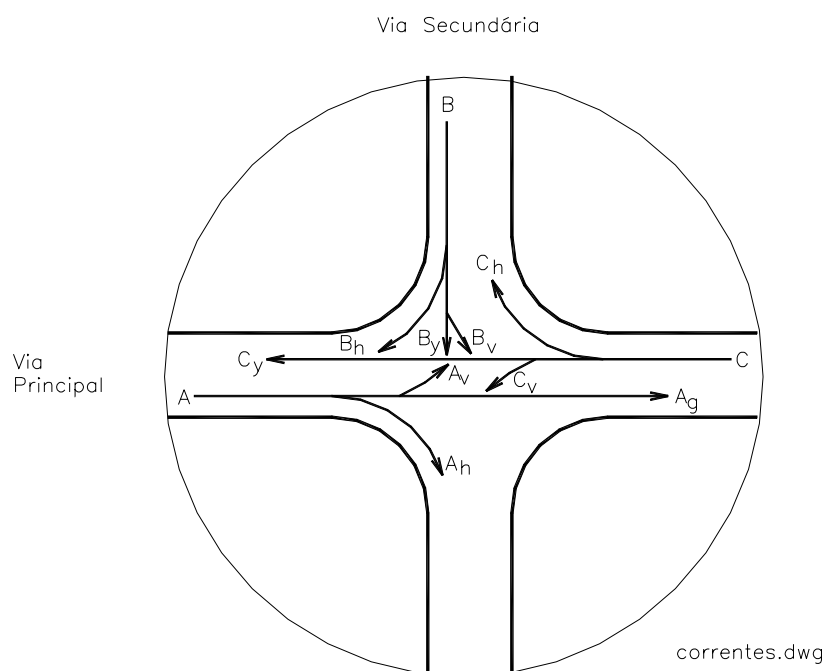
Tipo 1 – Interseções sem Refúgio

Tipo 2 – Interseções com Refúgio na Via Secundária

Tipo 3 – Interseções com Faixa Separada para o Tráfego que Dobra à Direita

Tipo 4 – Interseções com Faixas Separadas para o Tráfego que Dobra à Esquerda

Tipo 5 — Interseções com Separação das Áreas de Conflito

Preliminarmente, com base nos estudos de tráfego, são preparados para cada acesso à rodovia Fluxogramas do Volume Horário de Projeto em Unidades de Carros de Passeio Equivalentes de acordo com a figura abaixo.

Os coeficientes para transformação em unidades de carros de passeio (UCP) podem ser obtidos na Tabela 80, extraido das Normas Alemãs.

Tabela 80 - Equivalência em carros de passeio (UCP)

VP	CO	SR/RE	M	B	SI
1	1,5	2	1	0,5	1,1

onde:

VP = carros de passeio e utilitários,

CO = caminhões e ônibus,

SR/RE = semi-reboques e reboques,

M = motocicletas,

B = bicicletas,

SI = sem informação.

A escolha do tipo a adotar segue as seguintes etapas.

Etapa A - Verificação da necessidade de ilha divisória na via secundária.

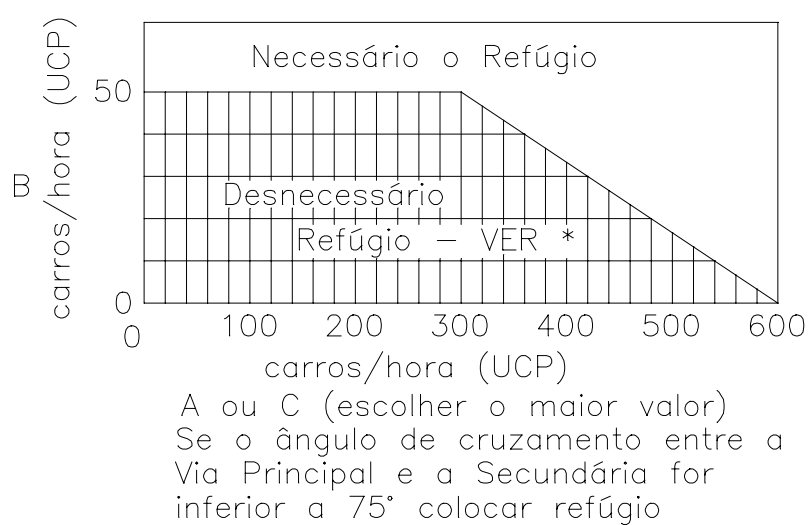
Etapa B - Verificação da necessidade de faixas especiíficas para as correntes de tráfego que giram à esquerda e à direita.

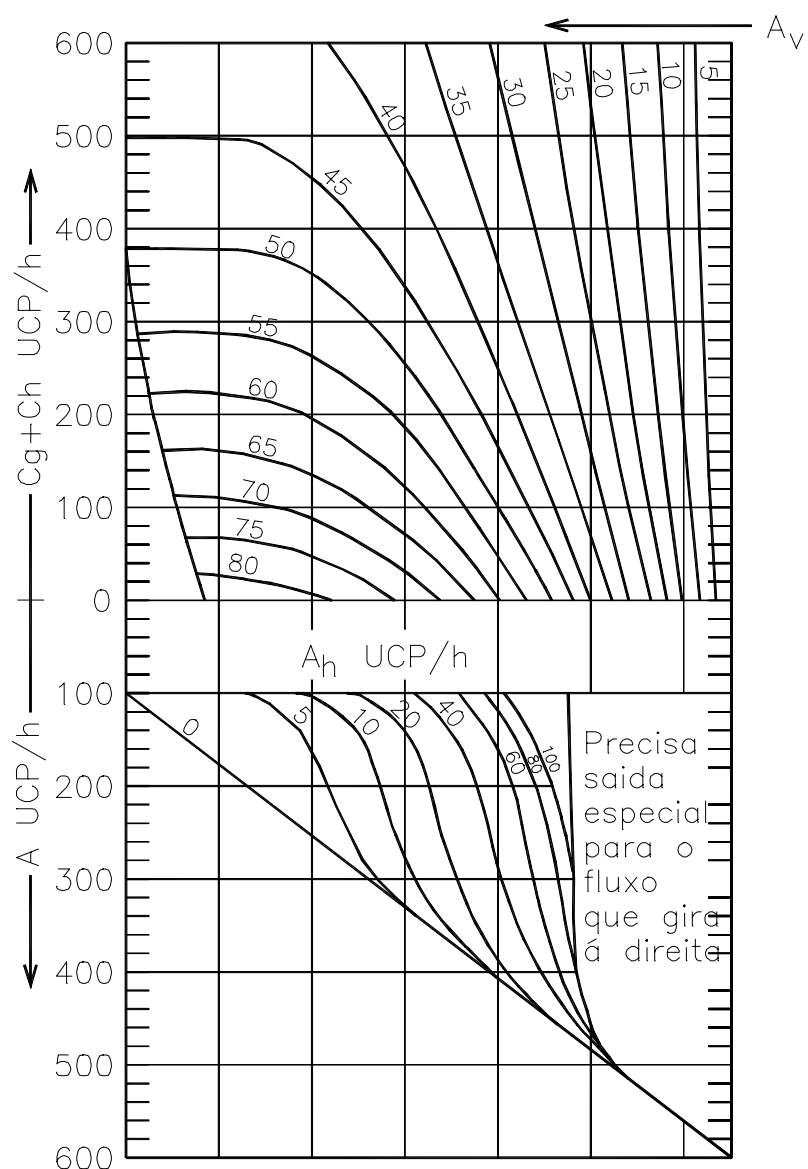
Etapa C - Verificação da necessidade de separação de pontos de conflito.

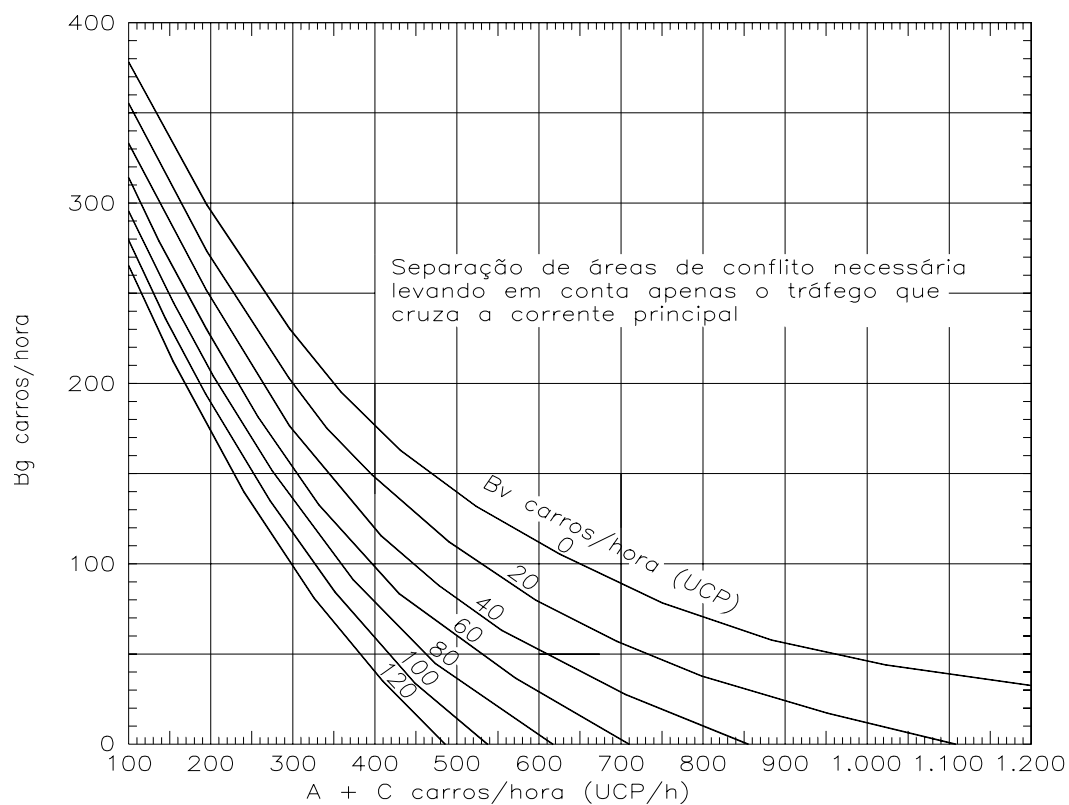
Etapa D - Verificação da necessidade de níveis diferentes.

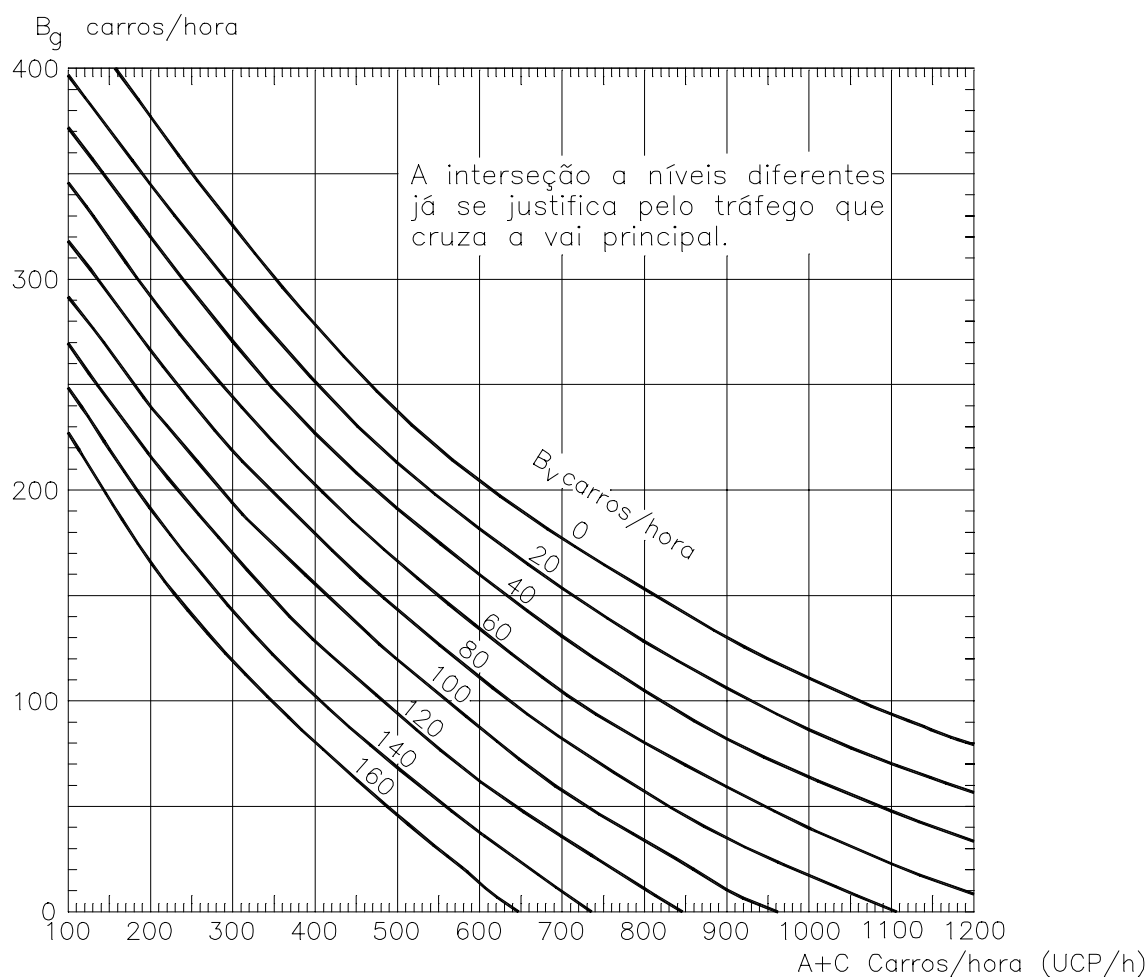
A configuração final da interseção é obtida a partir de uma combinação dos diferentes tipos. As interseções rotatórias terão sua adoção justificada em termos de volume de tráfego apenas quando os fluxos das vias que se cruzam forem equivalentes.

Etapa A - Verificação da necessidade de ilha divisória na via secundária

Utilizando o gráfico, verifica-se se é necessário o uso de ilha divisória na via secundária. Se não for necessário, nenhum controle especial será atribuído a interseção. Adota-se o Tipo 1; caso contrário passa-se para a Etapa B .

Etapa B - Verificação da necessidade de faixas específicas para as correntes de tráfego que giram à esquerda e à direita.

Utilizando o gráfico, verifica-se a necessidade de faixas especiais para as correntes que giram à esquerda ou à direita.

Etapa C - Verificação da necessidade de separação de pontos de conflito

Utilizando o gráfico, verifica-se se é necessária a separação de pontos de conflito. Se for necessária a separação, passa-se para a Etapa D.

Etapa D - Verificação da necessidade de níveis diferentes

Utilizando o gráfico, verifica-se se é necessária a separação de níveis.

2 EXEMPLOS DE DETERMINAÇÃO DOS TIPOS DE INTERSEÇÃO PELOS MÉTODOS NOVOS E ANTIGOS

As Normas Suecas antigas escolhiam o tipo da interseção em função da hora de projeto. Para permitir uma comparação com as novas normas, os seis primeiros exemplos foram transformados para volumes horários, em condições desfavoráveis, para tentar caracterizar os volumes de hora de pico, e sem considerar volumes de pedestres e ciclistas.

Exemplo 1: Este exemplo tem na rodovia principal Qp = 2.000 veic/dia e na secundária Qs = 800 veic/dia em uma interseção de 3 ramos. Admitiu-se que 10% desses valores, em carros de passeio, serão os valores da hora de projeto, e que haverá um desequilíbrio de 70% / 30% nas duas correntes, predominando na via secundária, os giros à esquerda, mais desfavoráveis.

Tem-se então os fluxos: A = 70% (200) = 140 ucp/h, C = 30% (200) = 60 ucp/h, Bv = 70% (80) = 56 ucp/h, Bh = 30% (80) = 24 ucp/h e B = 80 ucp/h.

Para os valores de A, C e B determinados é necessário ilha do tipo gota, isto é, pelo menos *tipo B* de interseção.

Para A + C = 200 ucp/h, B = 80 ucp/h e Bv = 56 ucp/h não há necessidade de separação de pontos de conflito, confirmando o *tipo B* de interseção.

Pelas normas atuais é recomendado um dos *tipos A* ou *B*.

Exemplo 2: Este exemplo tem na rodovia principal Qp = 4.000 veic/dia e na secundária Qs = 1.000 veic/dia em uma interseção de 3 ramos. Admitiu-se que 10% desses valores, em carros de passeio, serão os valores da hora de projeto, e que haverá um desequilíbrio de 70% / 30% nas duas correntes, predominando na via secundária, os giros à esquerda, mais desfavoráveis.

Tem-se então os fluxos: A = 70% (400) = 280 ucp/h, C = 30% (400) = 120 ucp/h, Bv = 70% (100) = 70 ucp/h, Bh = 30% (100) = 30 ucp/h e B = 100 ucp/h.

Para A + C = 400 ucp/h, B = 100 ucp/h e Bv = 70 ucp/h há necessidade de separação de pontos de conflito, sugerindo *tipo C* de interseção. O exame do gráfico referente à necessidade de separação de níveis mostra que ela não é necessária. Mantém-se o *tipo C*.

Pelas normas atuais é recomendado o *tipo C*.

Exemplo 3: Este exemplo tem na rodovia principal Qp = 8.000 veic/dia e na secundária Qs = 2.000 veic/dia em uma interseção de 3 ramos. Admitiu-se que 10% desses valores, em carros de passeio, serão os valores da hora de projeto, e que haverá um desequilíbrio de 70% / 30% nas duas correntes, predominando na via secundária, os giros à esquerda, mais desfavoráveis.

Tem-se então os fluxos: A = 70% (800) = 560 ucp/h, C = 30% (800) = 240 ucp/h, Bv = 70% (200) = 140 ucp/h, Bh = 30% (200) = 60 ucp/h e B = 200 ucp/h.

Para A + C = 800 ucp/h, B = 200 ucp/h e Bv = 140 ucp/h há necessidade de separação de pontos de conflito, sugerindo *tipo C* de interseção. O exame do gráfico referente à necessidade de separação de níveis mostra que ela é necessária. Sugere-se a adoção do *tipo F*.

Pelas normas atuais é ainda recomendado o *tipo C*, mas já se está próximo do limite que torna conveniente considerar também a adoção dos *tipos D* (rótulas) e *F* (dois níveis).

Exemplo 4: Este exemplo tem na rodovia principal Qp = 13.000 veic/dia e na secundária Qs = 1.693 veic/dia em uma interseção de 3 ramos. Admitiu-se que 10% desses valores, em carros de passeio, serão os valores da hora de projeto, e que haverá um desequilíbrio de 70% / 30% nas duas correntes, predominando na via secundária, os giros à esquerda, mais desfavoráveis.

Tem-se então os fluxos: A = 70% (1.300) = 910 ucp/h, C = 30% (1.300) = 390 ucp/h, Bv = 70% (170) = 119 ucp/h, Bh = 30% (170) = 51 ucp/h e B = 170 ucp/h.

Para A + C = 1.300 ucp/h, B = 170 ucp/h e Bv = 119u cp/h há necessidade de separação de níveis. Sugere-se a adoção do *tipo F*.

Pelas normas atuais é recomendado considerar os *tipos C, D,* e *F*. Já se está próximo, entretanto, do limite em que ainda se pode considerar *C*.

Exemplo 5: Este exemplo tem na rodovia principal Qp = 7.000 veic/dia e na secundária Qs = 4.200 veic/dia em uma interseção de 3 ramos. Admitiu-se que 10% desses valores, em carros de passeio, serão os valores da hora de projeto, e que haverá um desequilíbrio de 70% / 30% nas duas correntes, predominando na via secundária, os giros à esquerda, mais desfavoráveis.

Tem-se então os fluxos: A = 70% (700) = 490 ucp/h, C = 30% (700) = 210 ucp/h, Bv = 70% (420) = 294 ucp/h, Bh = 30% (420) = 126 ucp/h e B = 420 ucp/h.

Para A + C = 700 ucp/h, B = 420 ucp/h e Bv = 420 ucp/h há necessidade de separação de níveis. Sugere-se a adoção do *tipo F*.

Pelas normas atuais é recomendado considerar os *tipos D e F*.

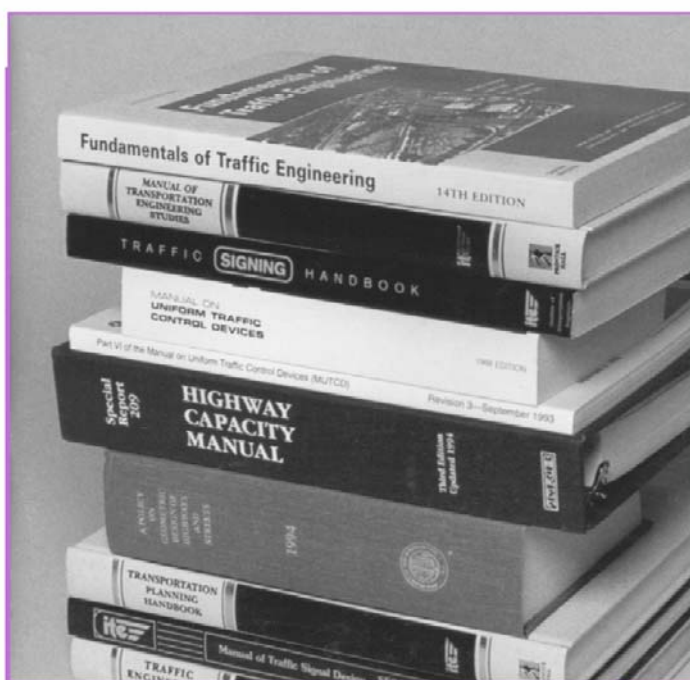
Exemplo 6: Este exemplo tem na rodovia principal Qp = 11.000 veic/dia e na secundária Qs = 1.000 veic/dia em uma interseção de 3 ramos. Admitiu-se que 10% desses valores, em carros de passeio, serão os valores da hora de projeto, e que haverá um desequilíbrio de 70% / 30% nas duas correntes, predominando na via secundária, os giros à esquerda, mais desfavoráveis.

Tem-se então os fluxos: A = 70% (1.100) = 770 ucp/h, C = 30% (1.100) = 330 ucp/h, Bv = 70% (100) = 70 ucp/h, Bh = 30% (100) = 30 ucp/h e B = 100 ucp/h.

Para A + C = 1.100 ucp/h, B = 100 ucp/h e Bv = 70 ucp/h há necessidade de separação de níveis. Sugere-se a adoção do *tipo F*.

Pelas normas atuais ainda é recomendado o tipo C, mas já se está próximo do limite que aconselha considerar também a adoção dos *tipos D* (rótulas) e *F* (dois níveis).

Esses exemplos mostram que, dos seis considerados, três dão a mesma solução e três dão soluções próximas, que após análise mais completa poderiam eventualmente coincidir. A decisão do tipo a adotar deverá resultar de estudos de capacidade para o ano de projeto.

Referências Bibliográficas

BIBLIOGRAFIA

1 - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *Effectiveness of highway safety improvements*. New York, 1986.

2 - ______. *A guide to urban arterial systems*. New York, 1981.

3 - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS.. *A guide for accommodating utilities within highway rights-of-way.* Washington, D.C., 1994.

4 - ______. *Guide for the development of bicycle facilities*. Washington, D.C., 1991.

5 - ______. *Guide for the design of high occupancy vehicle facilities.* Washington, D.C., 1992.

6 - ______. *Guide for the design of park-and-ride facilities.* Washington, D.C., 1992.

7 - ______. *Guidelines for geometric design of very low-volume local roads*. Washington, D.C., 2001.

8 - ______. *Highway design and operational practices related to highway safety*. Washington, D.C., 1974.

9 - ______. *Highway safety design and operations guide*. Washington, D.C., 1997.

10 - ______. *A policy on design of urban highways and arterial streets.* Washington, D.C., 1973.

11 - ______. *A policy on design standards – interstate system.* Washington, D.C., 1991.

12 - ______. *A policy on geometric design of highways and streets*. Washington, D.C., 1990.

13 - ______. ______. Washington, D.C., 1994.

14 - ______. ______. 4th ed. Washington, D.C., 2001.

15 - ______. *Projeto e práticas operacionais relativas à segurança do tráfego rodoviário*. Tradução de Luiz Ribeiro Soares. Rio de Janeiro: IPR, 1975. Título original: Highway design and operational practices related to highway safety.

16 - ______. ______. 2. ed. Tradução de Luiz Ribeiro Soares. Rio de Janeiro: IPR, 1976. Título original: Highway design and operational practices related to highway safety.

17 - ANGULAR. *Fotografias aéreas*: fotos. Rio de Janeiro, 2000.

18 - ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS. *A policy on geometric design of rural highways*. Washington, D.C., 1965.

19 - BAERWALD, John Edward (Ed). *Traffic engineering handbook.* 3rd ed. Washington, D.C.: ITE, 1965.

20 - BAKER, Robert F. (Ed.); BYRD, L. G. (Ed.); MICKLE, D. Grant (Ed.). *Handbook of highway engineering*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975.

21 - BLUMENTRITT, C. W. et al. Guidelines for selection of ramp control systems. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 232, 1981.

22 - BOX, Paul C. *Driveways*. Washington, D.C.: Highway Users Federation for Safety and Mobility, 1970.

23 - ______. *Intersections*. Washington, D.C.: Highway Users Federation for Safety and Mobility, 1970.

24 - BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. *Normas para o projeto das estradas de rodagem*. Reimpr. Rio de Janeiro, 1973.

25 - ______. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. *Glossário de termos técnicos rodoviários*. Rio de Janeiro, 1997.

26 - ______. *Guia de redução de acidentes com base em medidas de engenharia de baixo custo.* Rio de Janeiro, 1998.

27 - ______. *Manual de editoração.* 2. ed. Rio de Janeiro, 1998.

28 - ______. *Manual de projeto geométrico de rodovias rurais.* Rio de Janeiro, 1999.

29 - ______. *Manual de sinalização rodoviária.* 2. ed. Rio de Janeiro, 1999.

30 - ______. *Procedimentos básicos para operação de rodovias.* Rio de Janeiro, 1997.

31 - ______. Diretoria de Planejamento. *Instruções para o projeto geométrico de rodovias rurais*. Rio de Janeiro, 1979.

32 - ______. *Instruções para superelevação e superlargura em projetos rodoviários*. Rio de Janeiro, 1979.

33 - ______. *Normas para a classificação funcional de vias urbanas*. Rio de Janeiro, 1974.

34 - ______. *Normas para estudos PACS, programa para aumento de capacidade e segurança.* Rio de Janeiro, 1974.

35 - ______. *Normas para o projeto geométrico de estradas de rodagem*. Rio de Janeiro, 1975.

36 - ______. *Normas para o projeto geométrico de vias urbanas.* Rio de Janeiro, 1974.

37 - ______. Re*visão da sistemática de levantamento e processamento de dados de O/D*, relatório final. Rio de Janeiro, [197-]. 4v.

38 - ______. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. *DNIT 001/2002-PRO*: elaboração e apresentação de normas do DNIT: procedimento. Rio de Janeiro, 2002.

39 - ______. Departamento Nacional de Trânsito; UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia. *Manual de projeto de interseções em nível não semaforizadas em áreas urbanas.* Brasília, 1984.

40 - ______.INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIARIAS. *Manual de pontes estreitas*. Brasília, 1979.

41 - _____. *Manual de segurança de pedestres.* Brasília, 1979.

42 - BRASIL. Lei n. 9.503, de 23 de setembro de 1997. Institui o Código de Trânsito Brasileiro. Brasília, 1998. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br>. Acesso em: 25 out. 2005.

43 - BRONSTAD, M. E.; MICHIE, J. D.; MAYER JUNIOR, J. D. Performance of longitunal traffic barriers. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 289, 1987.

44 - CAL Y MAYOR, Rafael. *Ingeniería de tránsito.* 4. ed. México, D.F.: Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1974.

45 - CANADIAN GOOD ROADS ASSOCIATION. *Manual of geometric design standards for canadian roads and streets*. Ontario, 1963.

46 - COMPANHIA DE ENGENHARIA DE TRÁFEGO. *Estudos de parâmetros para estacionamento de veículos.* São Paulo, [19--].

47 - COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. *Engenharia de tráfego*. São Paulo, 1979.

48 - CONGRESSO PAN-AMERICANO DE RODOVIAS. Comissão I – Planejamento Viário. *Manual interamericano de normas de projetos geométricos de rodovias*: projeto final. Rio de Janeiro, 1979.

49 - CUNHA, L. C. Santos. *Projetos de interseções em nível*: canalizações. São Paulo: CET, 1978.

50 - CURREN, J. E. Use of shoulders and narrow lanes to increase freeway capacity. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 369, 1995.

51 - EASA, S. M.; HASSAN, Yasser; KARIM Z. Abdul. Establishing highway vertical alignment using field data. *Journal on the WEB*, Washington, D.C., p. 81-86, aug. 1998.

52 - ESPANHA. Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales. *Recomendaciones para el proyecto de intersecciones.* Madrid, 1967.

53 - ______. *Recomendaciones para el proyecto de enlaces.* Madrid, 1967.

54 - ESTADOS UNIDOS. Federal Highway Administration. *Handbook of safety design and operating practices.* 3rd ed. Washington, D.C.,1978.

55 - ______. *Manual de projeto e práticas operacionais para a segurança rodoviária.* Rio de Janeiro: IPR, 1976. Título original: Handbook of highway safety design and operating practices.

56 - ______. INSTITUTE OF TRANSPORTATION ENGINEERS. *Making intersections safer:* a toolbox of engineering countermeasures to reduce red-light running. Washington, D.C., 2003.

57 - EWING, Reid H. T*raffic calming*: state of the practice. Washington, D.C.: ITE, 1999.

58 - FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR DAS STRASSENWESEN E.V. ARBEITSGRUPPE:PLANUNG UND VERKEHR - LANDSTRASSEN. *Richtlinien für die anlage von landstrassen* (RAL). Arbeitsausschuss: Verkehrsknoten (RAL-K). Bonn: Bad Godesberg, 1969.

59 - FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. Normas e critérios para classificação viária. In______. *Plano metropolitano de transportes.* Belo Horizonte, 1974. v. 2.

60 - GARBER, Nicholas J.; HOEL, Lester A. *Traffic and highway engineering*. St. Paul, MN,: West Publishing Co., 1988.

61 - ______. ______. 2 nd ed. St. Paul, MN.: West Publ. Co., 1997.

62 - GOLD, Philip Anthony. *Segurança de trânsito*: aplicações de engenharia para reduzir acidentes. São Paulo: BID, 1999.

63 - GONZALEZ-ROLDAN, Antonio Valdes. *Ingeniería de tráfico.* Madrid: Dossat, 1971.

64 - GRÃ-BRETANHA. Department of the Environment. Scottish Development Department The Welsh Office. *Layout of roads in rural areas*. London, 1968.

65 - ______. ______. London, 1975.

66 - ______. *Roads in urban areas.* London, 1974.

67 - HARWOOD, Douglas W. Effective utilization of street width on urban arterials*, NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 330, 1990.

68 - ______ et al. Median intersection design, *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 375, 1995.

69 - HIGHWAY USERS FEDERATION FOR SAFETY AND MOBILITY. *Traffic volume*. Washington, D.C., 1969.

70 - HOMBURGER, W.; KEEL, Lester A. *Fundamentals of traffic engineering.* Berkeley: Univ. of California. Institute of Transportation Studies, 1992.

71 - INSTITUTE OF TRAFFIC ENGINEERS. *An introduction to highway transportation engineering*. Washington, D.C., 1968.

72 - INSTITUTE OF TRANSPORTATION ENGINEERS. *Geometric design criteria for highway-rail intersections* (grade crossings). Washington, D.C., 2001.

73 - ______. *Guidelines for driveway location and design.* Washington, D.C., 1987.

74 - ______. *Guidelines for planning and designing access systems for shopping centers.* Washington, D.C., 1975.

75 - ______. *Neighborhood street design guidelines.* Washington, D.C., 2003.

76 - ______. *Residential street design and traffic control.* Washington, D.C., 1989.

77 - ______. *Traditional neighborhood development:* street design guidelines. Washington, D.C., 1999.

78 - ______. *Traffic engineering for neo-traditional neighborhood design.* Washington, D.C., 1994.

79 - INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. *Capacidade de rodovias.* Rio de Janeiro, 1979.

80 - INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. *Manual de projeto de engenharia rodoviária.* Rio de Janeiro, 1974. 4v.

81 - ______. *Manual de projeto de interseções*. Rio de Janeiro, 1976.

82 - ______ (Ed.). *Normas suecas para o projeto geométrico das rodovias*. Tradução de Dennis Nigel Clifton-riley. Rio de Janeiro, 1975. Título original: normalbestammelser for vagars geometriska ufformming.

83 - ______. *Pesquisa de capacidade de rodovias*: estudo sobre volume horário de projeto na região nordeste do Brasil. Rio de Janeiro, 1976.

84 - KASPER, H.; SCHÜRBA, W.; LORENZ, H. D*ie klotoide als trassierungselement*. 5. auflage. Bonn: Ferd. Dümmler Verlag, 1968.

85 - LECKLIDER, G. Robert; LUND, J. W. *Road design handbook.* 3rd ed. Klamath Falls: Oregon State Institution Technology, 1976.

86 - LEISCH, Jack E. *Designing operational flexibility into urban freeways.* Toronto: Institute of Traffic Engineers, 1963.

87 - ______*. Interchange design.* Chicago: De Leuw, Cather, 1962.

88 - ______. *Planning/design features and case studies in freeway reconstruction*. Washington, D.C.: ITE, 1984.

89 - LEVINSON, Herbert S.; CROSBY, I. Adams; HOEY, William F. Bus use of highways planning and design guidelines*. NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 155, 1975.

90 - NCHRP SYNTHESIS OF HIGHWAY PRACTICE. *Highway noise barriers*. Washington, D.C.: TRB, n. 87,1981.

91 - NEUMAN, Timothy R. Intersection channelization design guide, *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 279, 1985.

92 - ______. ZEGEER, C. V. *Roadway widths for low-traffic-volume roads,* NCHRP Report, Washington, D.C., n. 362, 1994.

93 - OLIVEIRA, Amarilio Carvalho. *Características geométricas das rodovias*. Rio de Janeiro: DER, 1966.

94 - ______. *Curso de projeto rodoviário*. Rio de Janeiro: SURSAN-DURB, [19--].

95 - PACHECO, Manoel de Carvalho. Estudos, projetos e locação de ferrovias e rodovias. In: ______. *Curso de estradas*. Rio de Janeiro: Ed. Científica, 1973. v.1.

96 - PEREIRA, Antonio Lopes. *Interseções de rodovias.* Rio de Janeiro: IPR, 1962.

97 - PEREIRA, Francisco M. de B.; SÁ, Luiz Augusto L. de. *A técnica rodoviária alemã. Revista Brasileira de Estradas de Rodagem,* Rio de Janeiro, a. 2, n. 8, set. 1974.

98 - PIGNATARO, Louis J. et al. Weaving areas: design and analysis*. NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 159, 1975.

99 - PLINE, James L. Left-turn treatments at intersections. *NCHRP Synthesis of highway practice,* Washington, D.C., n. 225, 1996.

100 - PONTES FILHO, Glauco. *Estradas de rodagem*: projeto geométrico. São Carlos: G. Pontes Filho, c1998.

101 - RICHARDS, Hoy A. : BRIDGES, G. Sadler. *Railroad grade crossings*. Washington, D.C.: Highway Users Federation for Safety and Mobility, 1969.

102 - RIO DE JANEIRO (Estado). Departamento de Estradas de Rodagem. *Manual de capacidade das rodovias*. Rio de Janeiro, 1973.

103 - ROAD RESEARCH LABORATORY. *Research on road safety.* London: Her Majesty's Stationery, 1963.

104 - ______. *Research on road traffic.* London, Her Majesty's Stationery, 1965.

105 - ROSS, H. E. Roadside safety design for small vehicles. *NCHRP Report,* Washington, D.C., n. 318, 1989.

106 - SÃO PAULO (Estado). Departamento de Estradas de Rodagem. Projeto de rodovia. In: ______. *Anel rodoviário de São de Paulo:* manual de projeto. São Paulo, [1972?]. pt. 3.

107 - SCHOON, J. G. *Geometric design projects for highways*: an introduction. New York: ASCE, 1993.

108 - ______. ______. 2 nd ed. New York: ASCE, 2000.

109 - SCHWAR, Johannes F. ; HUARTE, José Puy. *Métodos estadísticos en ingeniería de tránsito.* México, D.F.: Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1984.

110 - TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. *Highway capacity manual.* Washington, D.C., 1985. (TRB. Special report, 209).

111 - ______. *Highway capacity manual*. 3rd ed. Washington, D.C., 1994. (TRB. Special report, 209).

112 - ______. *Highway capacity manual.* 3rd ed. rev. aum. Washington, D.C., 2000. (TRB. Special report, 209).

113 - TRANSPORTATION RESEARCH CIRCULAR. Interchange operations on the local street side: state of the art. Washinton, D.C.: TRB, n. 430, 1994.

114 - TRANSPORTATION RESEARCH RECORD. Highway and traffic safety and accident research, management, and issues. Washington, D. C.: TRB, n. 1401, 1993.

115 - ______. Highway capacity and traffic flow. Washington, D.C.: TRB, n. 1365, 1992.

116 - ______. Operational effects of geometrics. Washington, D.C.: TRB, n. 1356, 1992.

117 - ______. Traffic control devices and highway visibility. Washington, D.C.: TRB, n. 1368, 1992.

118 - ______. Traffic flow and highway capacity. Washington, D.C.: TRB, n. 1398, 1993.

119 - TUSTIN, B. H. et al. Railroad-highway grade crossing handbook. 2nd ed. McLean: FHWA, 1986.

120 - VÄGVERKET. Vagutformning. Stockholm, 2002.